

Міністерство освіти і науки України
Київський національний університет будівництва і архітектури

На правах рукопису

ГАВРИЛЮК Олександр Володимирович

УДК 624.1

ВЗАЄМОДІЯ ФУНДАМЕНТІВ ІЗ БУРОВИХ ПАЛЬ З ОСНОВОЮ
ПРИ ЛОКАЛЬНИХ ПОШКОДЖЕННЯХ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

Дисертація на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Науковий керівник:
Бойко Ігор Петрович
доктор технічних наук, професор

Київ – 2025

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ І СКОРОЧЕНЬ.....	4
ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ КОНСТРУКЦІЙ ТА МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ.....	16
1.1 Раціональні конструктивні рішення житлових будинків	17
1.2 Сучасні конструкції та методи розрахунків фундаментів із бурових паль	22
1.3 Особливості технології влаштування бурових паль збільшеної несучої здатності.....	27
1.4 Існуючі методи визначення несучої здатності бурових паль.....	30
1.5 Визначення несучої здатності за інженерними методами.....	31
1.6 Дослідження бурових паль в польових умовах	33
1.7 Прогноз несучої здатності паль за даними статичного зондування	34
1.8 Розрахунок несучої здатності паль за даними випробування ґрунту інвентарною випробувальною палею ІВП-127	37
1.9 Висновки по розділу 1	39
РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ ПАРАМЕТРІВ, ЯКІ ВПЛИВАЮТЬ НА ВЕЛИЧИНУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛІ ПО ГРУНТУ	41
2.1 Вплив методики на визначення несучої здатності одиночної палі.	42
2.2 Вплив геометричних параметрів палі на її несучу здатність.	46
2.3 Порівняння несучої здатності палі за даними числового моделювання.	50
2.4 Висновки по розділу 2	54
РОЗДІЛ 3. ІДЕНТИФІКАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ ГРУНТІВ ДЛЯ ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ПАЛІ В ПІЩАНИХ ГРУНТАХ.....	55
3.1 Моделі ґрунтового середовища для числового моделювання роботи палі в ґрунті	55

3.2 Ідентифікація параметрів ґрунтового середовища для числового моделювання роботи одиночної палі.....	62
3.3 Дослідження характеру роботи палі в ґрунтовому середовищі за даними числового моделювання.....	69
3.4 Несуча здатність палі за даними моделювання.....	77
3.5 Висновки по розділу 3.....	81
РОЗДІЛ 4. ВЗАЄМОДІЯ КОНСТРУКЦІЙ ФУНДАМЕНТІВ ІЗ БУРОВИХ ПАЛЬ З ҐРУНТОВИМ СЕРЕДОВИЩЕМ З УРАХУВАННЯМ ЛОКАЛЬНИХ ПОШКОДЖЕНЬ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ	83
4.1 Типи екстремальних навантажень, які підлягають розгляду при проектуванні будівель та споруд.....	83
4.2 Перевірка конструкції на стійкість проти аварійних впливів	84
4.3 Розрахунок за сценарієм локальної відмови конструкції каркасного будинку	86
4.4 Напружено-деформований стан несучих конструкцій панельного будинку за даними моделювання локальної відмови елементу	113
4.5 Заходи захисту будівель і споруд від аварійних впливів	141
4.6 Висновки по розділу 4.....	143
ВИСНОВКИ.....	146
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	147
Додаток А. геологічна будова дослідного майданчика.....	161
Додаток Б. Характеристики ґрунтів дослідного майданчика.....	165
Додаток В. Графіки статичних випробувань натурної палі.....	166
Додаток Г. Осідання ґрунтового масиву навколо палі.....	167
Додаток Д. деформації ґрунту під подошвою палі.....	168
Додаток Е. Вертикальні напруження в ґрунті, σ_z , кПа	169
Додаток Ж. Вертикальні переміщення палі і оточуючого ґрунту, s , мм	170
Додаток К. Дотичні напруження в ґрунті навколо палі, τ_z , кПа.....	171
Додаток Л. Довідка про впровадження результатів дисертаційної роботи	172

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ І СКОРОЧЕНЬ

c – питоме зчеплення;

$\hat{C}$ – тензор констант деформування;

$[C]$ - матриця пружної податливості;

C^{ijkl} – компоненти тензора пружності;

$[D]$ - матриця пружності;

$\hat{D}$, D_{ij} – девіатор тензора деформацій;

E – модуль пружності;

E_0 – початковий модуль пружності суцільного середовища;

f – функція, що визначає умову пластичності;

F – потенціал пластичності;

F_d – несуча здатність паль за властивостями ґрунтової основи;

F_{dR} – складова несучої здатності палі під нижнім кінцем палі;

F_{df} – складова несучої здатності палі по бічній поверхні;

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

f_i – розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту;

G – коефіцієнт жорсткості зсування (модуль зсування);

g^{ij} – метричний тензор;

K – коефіцієнт об'ємної жорсткості;

P_e – навантаження, що обмежує лінійну ділянку спільного осідання оголовка палі;

P_0 – рівень гідростатичного тиску, що визначає перехід від конічної до циліндричної поверхні;

P_u – величина граничного опору палі;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

S_e – пружна складова осідання палі;

$S_{u,mt}$ – граничне значення середнього осідання фундаменту будинку;

T – інтенсивність дотичних напружень;

$\hat{\varepsilon}$ – повні деформації;

$\hat{\varepsilon}^e$ – пружні деформації у складі повних;

$\hat{\varepsilon}^p$ – пластичні деформації у складі повних;

γ_{ij} – кутові деформації (деформації зсування);

$\hat{\varepsilon}$, ε_{ij} – тензор деформацій і його коваріантні компоненти;

ε_{ii} – лінійні деформації (відносне подовження);

μ – коефіцієнт пружності Ляме;

μ_σ – параметр Лоде-Надаї;

$\hat{\sigma}$, σ^{ij} – тензор напружень і його контрваріантні компоненти;

$\hat{\sigma}$ – тензор напружень;

σ_m – гідростатичний тиск;

τ – дотичні напруження на поверхні зсування Кулона–Мора;

τ_s – граничне значення інтенсивності дотичних напружень при відсутності гідростатичного тиску;

φ – кут внутрішнього тертя ;

φ_0 – кут внутрішнього тертя при досягненні критичної щільності;

ψ – кут внутрішнього тертя на октаедричній поверхні;

Γ – інтенсивність деформацій зсування;

Λ – коефіцієнт дилатансії;

$d\Gamma^p$ – інтенсивність приросту пластичної деформації зсування;

$d\gamma^p$ – приріст інтенсивності пластичних деформацій зсуву;

$d\varepsilon^p$ – приріст об’ємної пластичної деформації;

$d\theta^p$ – приріст об’ємної деформації дилатансії ґрунту;

θ – об’ємна деформація;

λ – коефіцієнт пружності Ляме другого роду;

ν – коефіцієнт Пуассона;

χ – параметр зміцнення;

∂ – матриця диференціювання

ВСТУП

Актуальність теми. Урахування імовірного аварійного впливу на конструкції надземної частини будівлі або споруди, а також надфундаментні, на теперішній час для України є особливо важливим завданням, що спричинено необхідністю розробки проектних рішень, які відповідають вимогам міцності, стійкості та експлуатаційної придатності в умовах експлуатації з можливістю виникнення пошкоджень або руйнувань внаслідок російської агресії. Актуальність проблеми аварійних впливів для конструкцій будівель і споруд обумовлена катастрофічними наслідками, які призводять до зміни конструктивної схеми, втрати стійкості певними елементами, до перевищення несучої здатності окремих конструкцій та до людських жертв.

Фундаментні конструкції сучасних будівель та споруд передають на основу значні вертикальні навантаження у зв'язку із зростанням їх поверховості, тому більшість багатоповерхових будинків споруджується на фундаментах із бурових паль.

Застосування буронабивних паль дозволяє знизити витрату металу та паливно-енергетичних ресурсів, звільнити виробничі потужності заводів залізобетонних конструкцій, істотно скоротити обсяг транспортних перевезень, а також виключити технологічну необхідність зрубування паль на будмайданчику.

Влаштування фундаментів із бурових паль великого діаметру характеризуються високою продуктивністю, низьким рівнем шуму, мінімальним динамічним впливом на ґрунт основи, що є дуже важливо при щільній забудові у великих містах та зумовлює високу конкурентну здатність паль даної технології з іншими варіантами пальових фундаментів.

Надійність та економічність проектних рішень пальових фундаментів на пряму залежить від якості та достовірності визначення несучої здатності паль по ґрунту, яка фактично є сумарним опором ґрунту зрушенню по бічній поверхні палі та стисненню під подошвою палі.

Розрахунок несучої здатності бурових паль виконується аналітичним

способом за методикою норм [86] або за експериментальними даними – наприклад, за результатами випробування ґрунту інвентарною випробувальною палею ІВП-127 [82, 94] або за графіком “навантаження-осідання” після випробування натурної палі [83, 88]. Аналіз публікацій показав, що несуча здатність паль за аналітичною методикою норм є заниженою, тому загальна кількість паль у фундаменті збільшується, що зумовлює збільшення собівартості влаштування фундаментної частини будинку та впливає в кінцевому результаті на вартість житла.

Тому перспективним є розробка методики, за допомогою якої можна було б отримувати дані по визначенню несучої здатності бурових паль довжиною більше 15 м, наближені до результатів отриманих за статичним випробуванням.

Зв’язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертація виконана у відповідності до наступних робіт, в яких здобувач приймав участь на рівні виконавця:

- держбюджетної науково-дослідної роботи Міністерства освіти і науки України 5ДБ-2017 «Розвиток дилатансійної теорії ґрунтового середовища для заглиблених споруд з урахуванням жорсткості, технології зведення, характеру навантажень» (наказ МОНУ №199 від 10.02.2017р., наказ КНУБА №16/4 від 15 лютого 2017 року, номер державної реєстрації 0117U004845);
- НДДКР «Вдосконалення методів розрахунку будівельних конструкцій і основ» (наказ №243 від 03.06.2021р., номер державної реєстрації 0121U113033)

Мета і задачі дослідження: оцінка напружено-деформованого стану палових фундаментів із бурових паль та конструкцій будівель з урахуванням аварійних впливів.

Для досягнення поставленої мети потрібно розв’язати наступні задачі:

- виконати ідентифікацію параметрів ґрунтового середовища для реалізації числового моделювання натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням з урахуванням нелінійної роботи ґрунту;
- розв’язати тестові задачі взаємодії паль з ґрунтовою основою для конструкцій бурових паль з різними геометричними параметрами;
- оцінити достовірність наближених методик визначення несучої здатності бурових паль для різних геометричних параметрів;
- виконати числове моделювання спільної роботи елементів системи «ґрунтове

середовище – паля» з метою отримання напружено-деформованого стану ґрунтової основи та конструкції бурової палі в умовах нелінійної роботи ґрунтового середовища для різних параметрів паль;

- реалізувати впровадження в практику проектування раціональних конструкцій пальових фундаментів з використанням методики оцінки несучої здатності палі за даними числового моделювання.

Об’єктом дослідження є взаємодія елементів системи «ґрунтова основа – пальові фундаменти - несучі конструкції будівлі».

Предметом дослідження є несуча здатність бурових паль, конструкцій фундаментів та несучих елементів будівель і споруд.

Методи дослідження:

- аналіз існуючих методів визначення несучої здатності паль по ґрунту, їх недоліків та переваг;
- ідентифікація параметрів ґрунтового середовища для числового моделювання роботи палі в ґрунті;
- проведення контрольно-тестових розрахунків для перевірки збіжності результатів числового моделювання з дослідними даними;
- проведення планування числового експерименту, постановки та розв’язання задач роботи конструкцій бурових паль з різними геометричними параметрами в ґрунтовому середовищі;
- реалізація математичного моделювання просторових задач роботи палі навантаженням при взаємодії з нелінійним ґрунтовым середовищем;
- аналіз результатів числового моделювання та аналітичного визначення несучої здатності палі по ґрунту та її складових (по бічній поверхні та під подошвою палі);
- впровадження результатів дослідження в практику проектування фундаментних конструкцій.

Наукова новизна одержаних результатів: Внаслідок виконаних розрахунків були отримані результати:

- визначено достовірність аналітичної методики оцінки несучої здатності бурових паль різних геометричних параметрів з високою збіжністю результатів, виявлено закономірність росту похибки для розглянутих паль;
- зафіксовано особливості взаємодії палі з оточуючим піщаним ґрунтом – роботу

бічної поверхні паль за рахунок сил тертя в діапазоні навантажень до 70...80% від загальної несучої здатності паль по ґрунту;

- запропоновано методику оцінки напружено-деформованого стану бурових паль, яка дозволяє виявити перерозподіл навантаження між бічною поверхнею, підшовою паль і ростверком в процесі взаємодії з ґрунтом основи;
- показано можливість аналізувати напружено-деформований стан ґрунтів основи і конструкцій, що забезпечує можливість виявити окремі аварійні зони для завчасного прийняття інженерних заходів для відновлення несучої здатності усіх елементів системи «ґрунтова основа – пальові фундаменти - несучі конструкції будівлі».

Практичне значення одержаних результатів:

- запропоновано раціональні конструктивні параметри бурових паль за даними аналізу визначення величини питомої несучої здатності паль в піщаних ґрунтах;
- впроваджено результати досліджень взаємодії пальових фундаментів будівель з нелінійною ґрунтовою основою в умовах аварійних ситуацій;
- апробовано на реальних об'єктах застосування адаптованої методики, яка дозволила зменшити кількість паль без втрати надійності проектного рішення фундаментів.

Особистий внесок здобувача в опублікованих наукових працях:

1. Кашоїда О., Жук В., Гаврилюк О. Дослідження впливу методу моделювання основи плитного фундаменту на напружено-деформований стан конструкцій будівлі. *Опір матеріалів і теорія споруд*: Науково-технічний збірник. К.: КНУБА 2025. Вип. 114. С. 217–230. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2025.114.217-230>
Досліджено вплив методу моделювання ґрунтової основи плитного монолітного залізобетонного фундаменту на напружено-деформований стан підземних та надземних конструкцій. Виконано порівняння напружень і деформацій фундаментній плиті та конструкціях підвального поверху будинку. Відслідкувано вплив на перерозподіл внутрішніх зусиль надземної частини будинку.
2. Бойко І., Гаврилюк О., Кашоїда О., Жук В. Взаємодія фундаментів із бурових паль з основою. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2025. Вип. 50. С. 13–20. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.50.2025.13-20>

Досліджено долю навантаження, яка передається на ґрунтову основу через бічну поверхню палі та її підшову, відслідкувано характер перерозподілу за даними числового моделювання спільної роботи палі з ґрунтом з використанням ідентифікованих параметрів нелінійної моделі ґрунтового середовища. Визначено характер розподілу дотичних напружень в ґрунті навколо стовбура палі на різних етапах навантаження.

3. Гаврилюк О., Жук В., Кашоїда О. Аналіз впливу способів моделювання основи плитних фундаментів на розподіл напружень і деформацій у конструкціях будівель. *V Міжнародна науково-практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (БССП-2025).* Робоча програма та тези доповідей. К.: КНУБА. 2025. С. 74-75. <https://drive.google.com/file/d/1xkYrY83tSAaBINrmbI7etAoZX7y54IAS/view>

Проаналізовано вплив методу моделювання основи плитного фундаменту в системі «основа-фундамент-надземні конструкції» на розподіл напружень і деформацій у конструкціях будівель. Розглянуто два підходи до моделювання основи: застосування коефіцієнтів жорсткості основи; використання об'ємних скінченних елементів з пружним законом деформування.

4. Гаврилюк О., Кашоїда О., Жук В. Моделювання взаємодії палі з ґрунтовим середовищем з використанням нелінійної математичної моделі з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations.* 2024. Вип. 49. С. 43–54. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.49.2024.43-54>

Досліджено характер формування напружено-деформованого стану ґрунтового масиву під підшовою палі та вздовж бічної поверхні палі на всіх етапах навантаження під час реалізації числового моделювання натурного випробування палі. Виявлено фази роботи палі переважно по бічній поверхні та включення складової несучої здатності під підшовою палі. Зафіксовано формування зон-концентраторів вертикальних напружень в ґрунтовому масиві під підшовою палі. Встановлено характер передачі навантаження на ґрунт через бічну поверхню палі за даними розподілу поздовжніх зусиль в стовбурі палі.

5. Гаврилюк О., Нечипоренко Д., Жук В., Носенко В. Зміна напружено-

деформованого стану елементів системи «основа – фундаменти - несучі конструкції» внаслідок можливого прогресуючого руйнування. *Опір матеріалів і теорія споруд*: Науково-технічний збірник. К.: КНУБА. 2024. Вип. 112. С. 273-284. <http://dx.doi.org/10.32347/2410-2547.2024.112.273-284>

Показано результати числового моделювання одного із можливих сценаріїв локальної відмови несучої конструкції блок-секції багатоквартирних житлових будинків, що має заглиблене приміщення, яке використовується, як споруда подвійного призначення. Розглянуто реалізацію гіпотетичної аварійної ситуації із виходом з експлуатації несучої конструкції секції, а саме руйнування одного з вертикальних елементів (пілону) в зоні входу в підвальне приміщення. Розрахунки на стійкість споруди до аварійних впливів були виконані з використанням ПК ЛІРА САПР-2019 із застосуванням методики квазістатичного розрахунку та прямого інтегрування динаміки в часі. Оцінено вплив локальної відмови вертикального несучого елементу на перерозподіл напружень і деформацій у фундаментних конструкціях будинку. Показано, що методика врахування спільної роботи будинку з ґрунтовим масивом та спосіб моделювання паль впливають на результати числового моделювання з урахуванням аварійних впливів.

6. Кашоїда О., Гаврилюк О., Жук В. Ідентифікація параметрів одиночної палі з використанням модифікованого закону Кулона – Мора у програмному комплексі «Midas GTS NX». *International Scientific-Practical Conference of Young Scientists «BUILD MASTER CLASS-2024»*. Conference Proceedings. Kyiv: KNUCA. 2024. P. 223-224. https://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/37/BMC-2024_DOI_978-617-520-936-3-1.pdf

Представлено результати числового моделювання випробування натурної палі статичним навантаженням у піщаних ґрунтах. Паля, що влаштована за буроін'єкційною технологією, має діаметр 620 мм та довжину 23 м. Моделювання виконувалось у програмному комплексі «Midas GTS NX» з використанням об'ємних скінченних елементів, що моделюють ґрунтове середовище та палю. Об'ємні скінченні елементи ґрунтового середовища володіють модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора. Досліджено як параметри модифікованої моделі Кулона-Мора впливають на результати

числового моделювання.

7. Гаврилюк О., Нечипоренко Д., Жук В. Напружено-деформований стан конструкцій будинку з врахуванням можливої локальної відмови елементу. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2024. (48). 100–115. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.48.2024.100-115>

Наведено класифікацію конструктивних схем та різновидів несучих конструкцій, що використовуються у відповідних рішеннях. Розглянуто недоліки та переваги застосування збірних і монолітних конструкцій для влаштування та подальшої роботи конструктивної схеми будівель і споруд. Висвітлено результати оцінки перерозподілу напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундаменти - несучі конструкції» внаслідок реалізації гіпотетичної аварійної ситуації із виходом з експлуатації несучої конструкції. Оцінено вплив локальної відмови вертикального несучого елементу на перерозподіл напружень і деформацій у фундаментних конструкціях секції будинку.

8. Гаврилюк О., Жук В., Диптан Т. Конструкції буронабивних паль: особливості технології влаштування. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2023. (47). С. 29–37. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.47.2023.29-37>

Представлено результати аналізу конструктивних особливостей буронабивних паль, направлених на підвищення їх несучої здатності, а також розглянуто особливості технології їх влаштування, обумовлених як гідро-геологічними умовами будівельного майданчика, так і необхідністю влаштування конструктивних особливостей буронабивної палі. Врахування конструктивних особливостей буронабивних паль та їх технології влаштування накладають певні складнощі у аналітичні методики визначення несучої здатності одиночної палі по ґрунту, що є основною проблемою надійної оцінки несучої здатності палі та розробкою економічно-ефективного проектного рішення фундаментних конструкцій.

9. Бойко І., Кривенко О., Гаврилюк О. Числове моделювання взаємодії бурової палі та основи з врахуванням дилатансії ґрунту. / // *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2023. Вип. 46. С. 9-16. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.9-16>

Досліджено вплив ефекту дилатансії піщаного ґрунту. Приведено результати порівняння натурного випробування бурової палі великого діаметру та числового моделювання взаємодії паль з піщаними ґрунтами. Виконана ідентифікація розрахункових параметрів моделі ґрунтового середовища з метою збіжності результатів моделювання з експериментальними даними при відповідних заданих навантаженнях.

10. Сковко Л., Носенко В., Підлуцький В., Гаврилюк О. Вплив параметрів підпірних стін та насипних ґрунтів на стійкість схилів при новому будівництві житлових комплексів. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2020. Вип. 40. С. 65-75. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.40.2020.65-75>

Досліджено напружено-деформований стан ґрунтового масиву схилу з використанням числового моделювання з врахуванням технологічної послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану. Використано модель Hardening soil model (HSM). Обґрунтовано вибір параметрів підпірних стін.

11. Підлуцький В., Гаврилюк О., Демідов В. Дослідження зміни несучої здатності бурових паль в залежності від методів її визначення. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2019. Вип. 39. С. 33-40. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.39.2019.33-40>

Представлено результати порівняння несучої здатності бурових паль та їх розрахункового навантаження, визначеного за різними методами в різних ґрунтових умовах, а саме, порівняно результати отримані за табличними значеннями формул норм, даними статичного зондування та натурними випробуваннями паль. Запропоновано додатки до інженерної методики визначення несучої здатності бурових паль за результатами статичного зондування.

12. Демідов В., Підлуцький В., Гаврилюк О. Зміна несучої здатності бурових паль в залежності від методів її визначення та ґрунтових умов. *International Scientific-Practical Conference of Young Scientists «BUILD MASTER CLASS»: Conference Proceedings*. Kyiv: KNUCA 2019. P. 214-215. <https://drive.google.com/file/d/1QAt7buPhwsZTF1GlxB8jffGrAfNCT3oa/view>

Представлено результати порівняння несучої здатності бурових паль та

їхнього розрахункового навантаження, визначеного за різними методами в різних ґрунтових умовах. За результатами запропоновано поправки до інженерної методики визначення несучої здатності бурових паль за результатами статичного зондування.

13. Підлуцький В.Л., Гаврилюк О.В. Визначення та порівняння несучої здатності паль в пісках середньої крупності. *Будівельні конструкції. Теорія і практика: Збірник наукових праць*. К.: КНУБА. 2017. Вип. 1. С. 173-180.

Визначено несучу здатність бурових паль в пісках середньої крупності за діючими нормами, результатами статичного зондування, статичним випробуванням на вертикальне навантаження в польових умовах. Встановлено співвідношення між отриманими значеннями.

14. Підлуцький В.Л., Жук В.В., Гаврилюк О.В. Порівняння несучої здатності паль в пісках середньої крупності, визначеної за різними методиками. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2015. Вип. 36. С. 122-130.

Виконано порівняння несучої здатності бурових паль в пісках середньої крупності за діючими нормами, результатами статичного зондування, статичним випробуванням на вертикальне навантаження в польових умовах.

15. Бойко І.П., Гаврилюк О.В. Визначення несучої здатності бурових паль в піщаній основі. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2014. Вип. 35. С. 60–67.

Проведено порівняння несучої здатності бурових паль, визначеної за результатами статичного зондування, випробуванням на вертикальне навантаження в польових умовах та розрахунком за діючими нормами. Встановлено співвідношення отриманих значень.

16. Бойко І.П., Носенко В.С., Гаврилюк О.В. Використання чисельного моделювання у проектуванні основ і фундаментів. *САПР ALLPLAN. Інноваційне проектування в архітектурі і будівництві: Матеріали семінару Міжнародної науково-практичної конференції*. К.: КНУБА. 2014. С. 13-16.

Показано переваги та особливості використання числового моделювання для розрахунку основ і фундаментів в умовах сучасного будівництва. Встановлено відхилення розрахункових та експериментальних значень, рекомендовано ідентифікацію параметрів ґрунтів.

17. Бойко І.П., Гаврилюк О.В. Чисельне моделювання взаємодії бурової палі з піщаною основою. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2013. Вип. 34. С. 57-63.

Виконано порівняння несучої здатності бурових паль великого діаметру за статичним випробуванням на вертикальне навантаження в польових умовах, чисельним моделюванням взаємодії палі з основою та розрахунком за нормами. Встановлено співвідношення значень несучої здатності визначених за даними статичного навантаження і за результатами чисельного моделювання та за діючими нормами.

Апробація результатів дисертації. Основні положення та результати проведеної роботи представлені та обговорені на:

- XI українська конференція механіки ґрунтів і геотехніки, 2025;
- «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції (БССП-2025)», V Міжнародна науково-практична конференція, Україна, Київ, 2025;
- «BUILD MASTER CLASS», International Scientific-Practical Conference of Young Scientists, Kyiv, Ukraine, 2019, 2024;
- «Konstrukcje zespolone: XI konferencja naukowa», Zielona Góra, Polska, 2017;
- «САПР ALLPLAN. Інноваційне проектування в архітектурі і будівництві», Міжнародна науково-практична конференція, м. Київ, Україна, 2014.

Публікації. Основні положення дисертації опубліковані у 17 статтях, в тому числі 9 з них - у наукових фахових виданнях, 4 – у матеріалах доповідей міжнародних конференцій.

РОЗДІЛ 1.

АНАЛІЗ КОНСТРУКЦІЙ ТА МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Значний вклад в розвиток методів розрахунку при проектуванні будівельних конструкцій внесли представники Київської школи теорії споруд та наукової школи будівельної механіки, серед яких В. А. Баженов, Ю. В. Ворона, Г. М. Іванченко, П. П. Лізунов, Ю. В. Максим'юк, О. С. Сахаров, І. І. Солодей [3, 1, 4, 105, 106, 110, 98, 2] та інші вчені, які присвятили свої дослідження питанням розробки і застосуванню числових методів розрахунку конструкцій для розв'язку широкого кола задач.

Питанням розрахунку залізобетонних конструкцій у процесі тривалих складних навантажень, а також оцінки надійності конструкцій будівель і споруд присвячені праці Й. І. Улицького, Л. А. Мурашка, А. Я. Барашикова, А. М. Бамбури, О. Д. Журавського [5, 6, 121, 122].

Дослідженням взаємодії фундаментів з ґрунтовою основою, в тому числі шляхом числового моделювання, присвячені роботи багатьох вчених, серед яких А. О. Барталомей, В. Г. Березанцев, І. П. Бойко, Ю. Л. Винников, М. М. Герсєванов, М. С. Грутман, М. Л. Зоценко, М. В. Корнієнко, Ю. О. Кірічек, А. С. Моргун, О. В. Новський, Г. М. Петренко, О. В. Самородов, В. О. Сахаров, В. Л. Сєдін, С. Й. Цимбал, В. С. Шокарев, Н. Brandl, R. Katzenbach, G. Meyergof, K. Terzaghi [7, 9, 17, 22, 23, 25, 26, 28, 32, 35, 36, 50, 59, 64, 69, 74, 77, 99, 104, 108, 114, 116]. Ці дослідження підтверджують, що питання визначення несучої здатності паль залишається актуальним як на етапі розробки надійних проектних рішень, так в процесі пошуку економічно-ефективного варіанту фундаментних конструкцій будівель і споруд.

1.1 Раціональні конструктивні рішення житлових будинків

Вибір типу конструктивної схеми та матеріалу конструкцій є важливою техніко-економічною задачею, яка враховує ряд факторів, таких як умови виробництва, клас капітальності споруди, надійність проектного рішення, економію основних будівельних матеріалів тощо.

За частотою використання проектного рішення (розповсюдженістю) розрізняють:

- унікальні будівлі (за індивідуальним проектом);
- масове будівництво (за типовими або багатократно використаними проектами).

За способом зведення будівлі, виділяють:

- зведені із дрібнорозмірних елементів, які можна переміщувати вручну або із використанням засобів малої механізації (цегла, дрібні блоки, балки, будівельний камінь, тощо);
- із збірних великорозмірних елементів, які виготовлені на будівельних заводах, комбінатах (великі стінові блоки, панелі, плити перекриття, об'ємні блоки);
- монолітні, які зводять індустріальними методами з механізованою укладкою бетону із використанням опалубок (одночасне виготовлення і влаштування безпосередньо на об'єкті);
- збірно-монолітні які зводять індустріальними методом з механізованою укладкою бетону і конструктивних елементів заводського виготовлення (поєднання монтажу готових збірних конструкцій та виготовлення і влаштування монолітних елементів).

Конструктивна схема будівлі характеризує склад і розташування в просторі несучих вертикальних і горизонтальних конструкцій, а також тип їх з'єднання між собою. Конструктивна схема фактично характеризує принцип спільної роботи складових елементів, які забезпечують міцність і стійкість будівлі. Розрізняють

основні конструктивні схеми (стінову, каркасну, об'ємно-блокову, стовбурну, оболонкову) та комбіновані (каркасно-стінову, каркасно-стовбурну, каркасно-оболонкову та інші).

Для будівель із стіною конструктивною схемою в якості вертикальних несучих конструкцій виступають стіни, у відповідності до розташування яких додатково розрізняють: поздовжньо-, поперечно- та перехресно-стінову конструктивні схеми. При цьому в якості горизонтальних несучих конструкцій застосовують балки із плитним заповненням або плити, що спираються на стіни по двом, трьом або чотирьом сторонам.

Будівлі з об'ємно-блоковою конструктивною схемою мають несучі елементи у вигляді просторових призматичних блоків, висота яких відповідає одному поверху будівлі, а внутрішній простір відповідає певному функціональному призначенню (житлова кімната, санвузол, ліфтова шахта тощо), або просторові блоки можуть збиратися із окремих збірних елементів – панелей. Монтаж відбувається шляхом з'єднання блоків між собою гнучкими або жорсткими зв'язками. Житлові будинки із об'ємних блоків зводять висотою до 16 поверхів, при цьому для будинків різної поверховості основні конструктивні елементи блоків мають однакові геометричні розміри, визначені згідно експлуатаційних вимог.

Будинки з каркасною конструктивною схемою мають вертикальні несучі конструкції (стійки) у вигляді колон або пілонів, та в якості горизонтальних розпірок або в'язів можуть застосовуватися ригелі, балки, плити перекриттів. При цьому, залежно від типів з'єднання несучих конструкцій каркасу, які забезпечують жорсткість, міцність і стійкість надфундаментної частини будівлі, додатково розрізняють рамну, зв'язкову та рамно-зв'язкову конструктивні схеми

Для рамної конструктивної схеми особливість роботи каркасу полягає у сприйнятті вертикальних і горизонтальних навантажень стійками каркасу, які жорстко з'єднані балками або дисками перекриттів.

Для зв'язкової конструктивної схеми характерно сприйняття горизонтальних навантажень діафрагмами жорсткості та поперечними і поздовжніми зв'язками

між стійками каркасу.

При рамно-зв'язковій конструктивній схемі частину горизонтальних навантажень сприймають стійки, що жорстко зв'язані з поперечними балками, а решту - діафрагми жорсткості та поздовжні зв'язки між стійками каркасу.

Стовбурна конструктивна схема характеризується наявністю об'ємно-просторового замкнутого внутрішнього контуру (стовбура) на висоту всієї будівлі. Як правило стовбур виконують із монолітного залізобетону, а горизонтальні диски перекриттів жорстко закріплюють до нього. При цьому плити перекриття можуть бути консольними, підвішеними на металевих або залізобетонних підвісках, а також мати спирання на несучі стіни або стійки каркасу. Стовбурна конструктивна схема використовується для спорудження будівель висотою до 120 м.

Оболонкова конструктивна схема має в якості несучого елемента просторову тонкостінну (або стрижневу) замкнуту конструкцію стін на висоту всієї будівлі. При цьому оболонка може бути розташована як по контуру будівлі, так і всередині, вона може бути двоконтурною (tube in tube) та багатосекційною (truss megatube). А також для комбінованих оболонкових конструктивних схем можливі комбінації застосування оболонки з іншими елементами (стовбур жорсткості, стійки каркасу тощо). Оболонкова конструктивна схема дозволяє зводити висотні будівлі висотою понад 400 м, де горизонтальні зусилля сприймаються всією площею поперечного перерізу будівлі, що забезпечується жорстким з'єднанням вертикальних несучих елементів з конструкціями перекриттів.

Ключовою особливістю використання збірних залізобетонних конструкцій є монтаж готових окремих елементів, які кріпляться у місцях стиків скруткою або зварюванням арматурних випусків. Основною перевагою застосування збірних залізобетонних конструкцій для зведення будівель є скорочення часу будівництва, при цьому основним недоліком можна назвати меншу стійкість конструктивної схеми до впливу динамічних навантажень (табл. 1.1).

Монолітна технологія, яка передбачає виготовлення конструкцій безпосередньо на будівельному майданчику і одночасне їх влаштування у проектному положенні, потребує монтажу опалубки, встановлення арматурних

каркасів, бетонування майбутнього елементу та очікування набору бетоном достатньої міцності. Це підвищує трудомісткість робіт по влаштуванню монолітних конструкцій. Проте монолітні конструкції та, особливо, монолітні конструктивні схеми загалом, мають кращі характеристики просторової міцності

Таблиця 1.1.

Недоліки та переваги застосування збірних і монолітних конструкцій.

технологія виготовлення	переваги	недоліки
збірна	повна заводська готовність конструкцій, виготовлення їх індустріально	вища вартість (до 1.5...2 разів) порівняно із зведенням монолітного будинку
	стислі терміни зведення: скорочення тривалості виконання робіт та зменшення трудомісткості	необхідність застосування важкої вантажної техніки
	оперативне введення в експлуатацію, відсутність необхідності передбачення часу для набору міцності	необхідність закриття стиків і швів між збірними елементами
	можливість виготовлення конструкцій із зовнішнім оздобленням в заводських умовах	значні перевитрати металу внаслідок застосування досить обмеженої кількості типових рішень
	масове будівництво промислових, цивільних і житлових будівель за типовими проектами	менша стійкість до впливу динамічних навантажень порівняно із монолітними конструктивними схемами
	технологічна можливість виготовлення попередньо-напружених конструкцій	однотипність архітектури будівель і споруд
	мінімальна залежність від погодних умов під час будівництва	сучасне будівництво не вимагає масового зведення житлових будинків за типовими проектами
монолітна	нижча вартість порівняно із збірним будівництвом (до 60...100%)	значні витрати часу для виготовлення елементів
	відсутність стиків та швів між конструктивними елементами, можливість забезпечення спільної роботи всіх елементів конструктивної схеми	значна трудомісткість робіт по виготовленню конструкцій порівняно із монтажем готових збірних елементів
	відсутність обмежень відносно форми та геометричних розмірів елементів, можливість виготовлення конструкцій за індивідуальними проектами	відтермінування введення в експлуатацію через необхідність набору бетоном достатньої міцності
	здатність працювати в умовах впливу динамічних навантажень	значні об'єми «мокрих» робіт під час процесу будівництва

та здатність працювати в умовах динамічного навантаження, прояву нерівномірних деформацій осідання, наявності гідродинамічного тиску на підземні конструкції тощо. Монолітне будівництво є раціональним у випадку зведення будівель із складною формою конструктивних елементів, з масивними крупно-габаритними конструкціями, а також в умовах прояву нерівномірних деформацій та впливу динамічного навантаження.

Сучасна забудова міст останнім часом ведеться житловими будівлями з монолітним залізобетонним каркасом, який на відміну від збірних каркасів, має ряд особливостей:

- безбалочні перекриття, які можуть мати довільну конфігурацію в плані, що пов'язано з наявністю еркерів, значною кількістю нерегулярно розташованих лоджій та балконів, тощо;
- нерегулярне розташування вертикальних несучих елементів — діафрагм жорсткості, пілонів та колон (замість прямокутних колон великого перетину перевага віддається пілонам, або колонам складного перетину, які природно вписуються в планування - таврового, куточкового, хрестового перетину);
- самонесучі зовнішні стіни, які спираються на міжповерхові перекриття.

Отже, застосування каркасної конструктивної схеми забезпечує широкі можливості планувальних рішень, їх по-поверхову незалежність, можливість включення в будівлю приміщень великих площ із можливістю їх подальшого перепланування. Серед недоліків каркасної схеми - підвищена в порівнянні з безкаркасними будівлями витрата сталі (до 20...30%), для збірних каркасів - збільшення кількості елементів, що монтуються, значна різниця в їх масі, великий об'єм робіт на будівельному майданчику, особливо оздоблювальних. За інших рівних умов каркасні будівлі є на 5...10 % дорожчими і на 10...15 % більш трудомісткими за безкаркасні. Не дивлячись на все це, через свої вільні планувальні можливості каркасні будівлі знаходять широке застосування, особливо для сучасних житлових будівель підвищеної поверховості.

1.2 Сучасні конструкції та методи розрахунків фундаментів із бурових паль

За останні роки суттєво зросли навантаження на фундаменти, все частіше для забудови використовуються ділянки із складними інженерно-геологічними умовами. Будівництво житлових будинків часто проводиться в умовах щільної забудови, що зумовлює використання в якості фундаментів бурових паль. В таких умовах при застосуванні бурових паль є можливість:

- зменшити об'єми земляних і бетонних робіт;
- підвищити надійність фундаментних конструкцій і забезпечити надійну експлуатацію будівлі на період експлуатації.

Фундаментні конструкції за призначенням є елементами, що сприймають навантаження від вище розташованих (надфундаментних) конструкцій і передають на ґрунтову основу. За умов передачі значного тиску на основу від багатоповерхових житлових будівель та при наявності на будівельному майданчику ґрунтів з недостатніми механічними показниками для забезпечення допустимого за величиною і рівномірного осідання будинку в якості фундаментних конструкцій використовують пальові фундаменти.

Вибір параметрів конструкції фундаменту, а також виду паль і типу пальового фундаменту слід проводити виходячи з конкретних умов будівельного майданчика, які характеризуються даними інженерних вишукувань, величинами розрахункових навантажень, що діють на фундамент і забезпечує найбільш повне використання деформаційних характеристик ґрунтів та їх показників міцності [11], а також ефективне використання фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів [63], на основі результатів техніко-економічного порівняння можливих варіантів проектних рішень фундаментів, виконаних з урахуванням вимог щодо економічно-ефективного витрачання основних будівельних матеріалів.

До буронабивних відносять всі палі, для влаштування яких необхідно

попереднє буріння свердловин з подальшим бетонуванням свердловини для утворення стовбура палі. Технологія виготовлення паль може передбачати кілька варіантів, кожен з яких застосовується у відповідних випадках, для отримання надійної конструкції опори з заданими параметрами в заданих умовах.

Застосування буронабивних паль довжиною більше 10 м доцільно в сухих зв'язаних ґрунтах, а паль меншої довжини - під легкі або середні навантаження, наприклад, для сільськогосподарських споруд, особливо за відсутності виробничої бази, необхідної для виготовлення та застосування на майданчику залізобетонних забивних паль.

Технологічні способи влаштування буронабивних паль (табл. 1.2) у стійких ґрунтах малого ступеню водонасичення відрізняються тим, що проходження свердловин у таких ґрунтах можливе без застосування обсадних труб, коли забезпечені умови для стійкості стінок свердловини і виключається руйнування або обсіпання ґрунту зі стінок. До таких ґрунтів можуть бути віднесені переважно глинисті ґрунти від пластичної до твердої консистенції, а також піщані ґрунти малого ступеню водонасичення середньої щільності або щільні.

Для розробки великоуламкових, піщаних і глинистих ґрунтів у текучо-пластичному та пластичному стані застосовують ударний (грейферний) спосіб буріння, коли робочий орган (долото, грейфер) скидається (задавлюється) у забій.

При проходженні свердловин для буронабивних паль віддається перевага обертальному бурінню. При виборі відповідного обладнання враховують:

- геологічні та гідрогеологічні умови майданчика, включаючи характер на шарувань ґрунтів та властивості ґрунтів, наявність у них твердих включень типу валунів;
- умови виконання робіт на об'єкті (стислість майданчика, наявність підземних комунікацій);
- тип та розміри паль;
- наявність у підрядної організації відповідних механізмів та їх технічну характеристику.

Технологія влаштування буронабивних паль дозволяє виконувати палю з

розширенням у нижній частині, що суттєво збільшує несучу здатність такого елемента. Тому технологія влаштування буронабивних паль з розширеною подошвою застосовується при будівництві на слабких ґрунтах.

Застосування обсадних труб для паль надає можливість працювати в будь-яких умовах при влаштуванні паль, а самі інвентарні труби можуть бути як похованими, так і витягнутими після влаштування стовбура палі. Металеві обсадні труби, занурені в свердловину, служать додатковим зміцненням для конструкції палі в період її влаштування та набору міцності. Тому метод влаштування паль з обсадними трубами може застосовуватися при будівництві в зонах щільної забудови, при цьому сусідні будівлі не травмуються, зміщення ґрунту не відбувається. Також буронабивні палі із застосуванням обсадних труб використовують і на місцевості з великою ймовірністю зсувів, при цьому обсадні труби не виймають.

Переваги застосування буронабивних паль з обсадною трубою:

- можливість виконання робіт поблизу існуючих споруд, завдяки відсутності ударних і вібраційних процесів при влаштуванні паль;
- можливість виконання робіт в складних ґрунтових умовах (пливуні, водонасичені ґрунти, слабкі і здатні осипатися гірські породи);
- додатковий захист бетонних паль від руху ґрунту в складних геологічних або сейсмічних умовах;
- гарантія проектних геометричних параметрів стовбура палі і вертикальності влаштування;
- захист шахт свердловин від руйнування ґрунту та контроль всіх етапів процесу влаштування свердловини до проектної глибини;
- захист бурової шахти від ґрунтових вод;
- гарантована відсутність «шийок» та економія бетону;
- можливість «розбурити» та витягнути буром валуни і великі фракції;
- контроль відповідності проектних параметрів практичній роботі;
- максимально можлива функціональність стовбура палі за рахунок якісної стінки.

Класифікація палей [87].

класифікаційний критерій	різновид буронабивних палей
за способом утворення свердловин	– буро-обертальним способом
	– вібраційно-занурювальним способом
	– буро-розсувним способом
за способом кріплення стін свердловини	– без кріплення стінок свердловини
	– під захистом глинистого розчину або води
	– з обсадкою свердловини трубами, що не виймаються
	– під захистом обсадних труб, що витягуються
	– з обсадженням свердловини трубами в межах нестійкої частини ґрунту з подальшим їх вилученням
за способом зміцнення ґрунту в рівні підшви палі	– без зміцнення ґрунту
	– з ущільненням ґрунту механічним способом (витрамбуванням, виштампуванням, обпресуванням)
	– з ін'єкцією в ґрунт в'язучих розчинів (цементного молока тощо).
за видом поздовжнього профілю	– суцільні циліндричні (рівномірні)
	– з розширенням у верхній або нижній частинах стовбура
за способом армування стовбура	– бетонні (неармовані)
	– залізобетонні (армовані)
за призначенням	– поодинокі, що безпосередньо (без ростверку) сполучаються з надфундаментними конструкціями
	– поодинокі з оголовками, що сполучаються з надфундаментними конструкціями через ростверк
	– у складі кушів та стрічкових фундаментів, об'єднаних загальним ростверком, який сполучається з надфундаментними конструкціями
за умовами взаємодії з ґрунтами	– палі-стійки
	– палі, защемлені в ґрунті, жорсткі
	– палі, защемлені в ґрунті, кінцевої жорсткості
	– палі, защемлені в ґрунті, гнучкі

При необхідності закріпити стінку свердловини без обсадних труб застосовується глиняна бовтанка, наприклад, розчин бентонітової глини.

Технологія влаштування буронабивних паль є незамінною при виконанні підпірних стінок, влаштуванні фундаментів будівель на зсувонебезпечних територіях, а також за умови необхідності занурення арматурних каркасів більше 15 м довжиною для армування стовбура паль.

Також буронабивні палі рекомендується застосовувати:

- при необхідності прорізання палями насипів з твердими включеннями у вигляді залишків подрібнених частин кам'яних, бетонних, залізобетонних конструкцій або прорізки шарів ґрунту природного походження у вигляді твердих глинистих ґрунтів, шарів з включеннями валунів, що не дозволяють виконувати забивку та віброзанурення паль;
- в умовах будівельних майданчиків, що є обмеженими за розмірами, де складно транспортувати та влаштовувати забивні та вдавлювані палі;
- при влаштуванні паль в безпосередній близькості до існуючих споруд, в яких можуть виникнути неприпустимі деформації елементів несучих конструкцій під час забивання або віброзанурення паль.

При розробці проектних рішень палевих фундаментів популярним підходом є застосування «принципу мінімальної кількості паль», який означає, що найбільш економічно ефективним є застосування меншої кількості паль з більшою довжиною стовбура, ніж більшої кількості коротких паль.

Конструкції буронабивних паль, що використовуються сьогодні, можуть мати діаметр до 2000 мм, а розширення їх подошви – до 3500 мм. Глибина влаштування таких паль завдяки сучасним технологіям може сягати 40...50 м. Несуча здатність таких паль може бути достатньо великою. Надійність та економічна ефективність проектних рішень палевих фундаментів напряду залежить від достовірності визначення їх несучої здатності – сумарного значення опорів ґрунту зрушенню по бічній поверхні стовбура палі і стискання ґрунту під її подошвою. Розрахункове значення несучої здатності палі підлягає обов'язковому корегуванню після виконання в натурних умовах випробовування дослідних паль.

Найбільш достовірні методи визначення несучої здатності палі - статичне зондування і випробування дослідних паль безпосередньо на будівельному майданчику (при використанні статичного зондування необхідно здійснити обробку отриманих даних для інтерпретації результатів випробування).

1.3 Особливості технології влаштування бурових паль збільшеної несучої здатності

Несуча здатність палі – це навантаження, яке паля здатна сприймати із умов допустимих деформацій ґрунту під її підшоною. Для одиночних паль всіх видів несучу здатність визначають як найменше значення із умов опору матеріалу та опору ґрунту основи.

Співвідношення складових несучої здатності, опору під підшоною і тертя по бічній поверхні палі, залежить від її геометричних параметрів, властивостей ґрунтів, що контактують з бічною поверхнею палі та її підшоною.

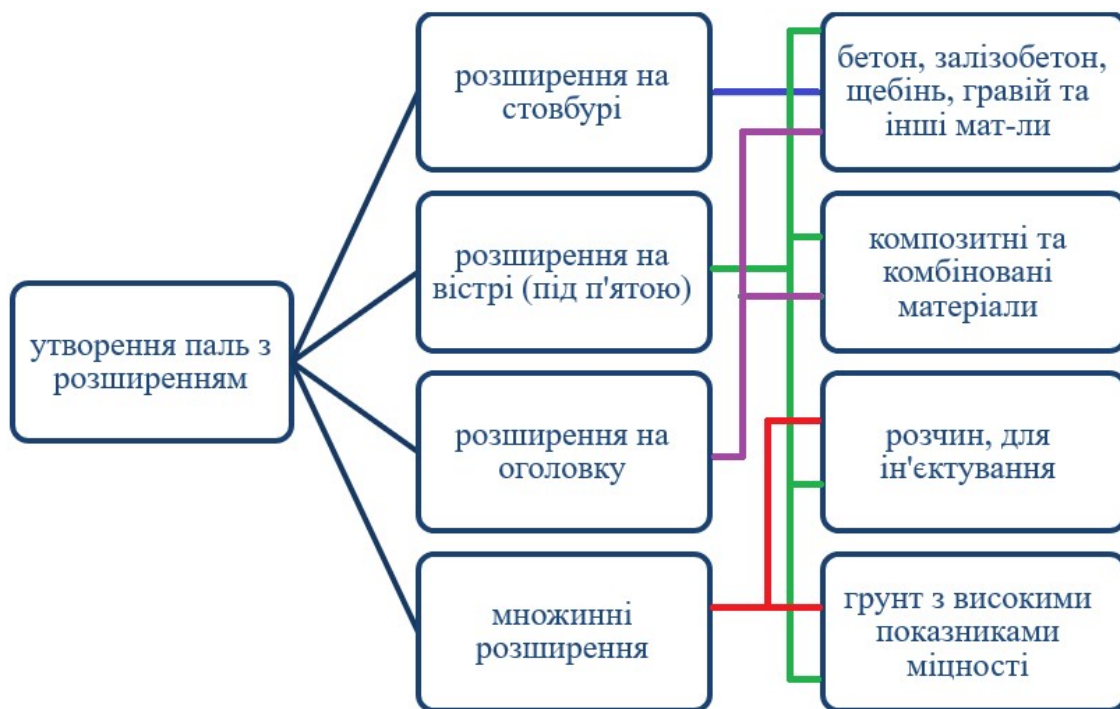
Чим міцніший несучий шар ґрунту під підшоною палі, тим більша частка навантаження на нього передається. Повна реалізація сил тертя по бічній поверхні відповідає повній деформації зрушення палі, величина якої залежить від виду ґрунту, що оточує палю, його стану, а також від розмірів стовбура палі. Зі зменшенням міцності ґрунту та збільшенням поперечних розмірів стовбура палі очікується збільшення величини деформації зрушення палі [61].

Принцип утворення розширення паль, що влаштовуються з різних будівельних матеріалів, залежить від локалізації розширення на стовбурі палі. При цьому розширення також може бути набивним або утворюватися у масиві ґрунту шляхом ін'єктування розчинів (рис. 1.1).

Протягом останніх 20 років пальові фундаменти з ущільненою несучою основою широко використовувалися в Китаї як одне з типових рішень для паль з витрамбованою розширеною підшоною, які забезпечують більш високу несучу

здатність за менших витрат порівняно з традиційними палями. Досвід застосування буронабивних палей у свердловинах з витрамбованою розширеною підшоною в Китаї показав їх значну ефективність та економічну привабливість [101]. Технологія отримала назву Ram-compacted Base Bearing piling technology,

а)



б)

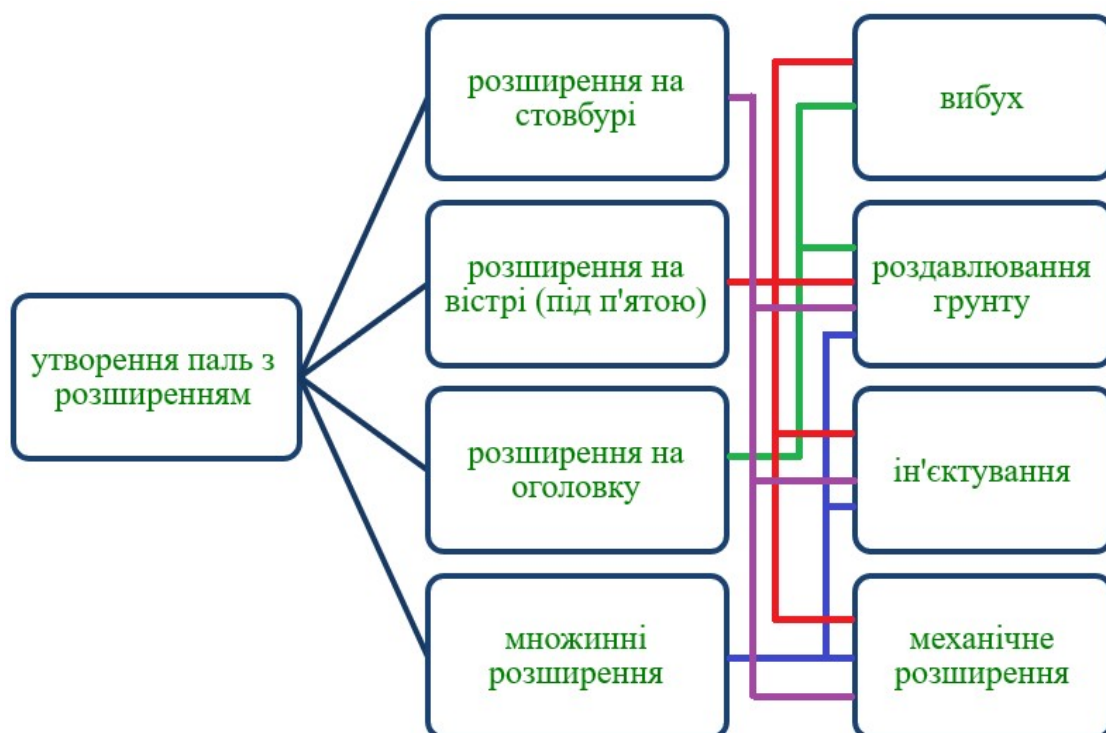


Рис. 1.1 Утворення розширення палей: а - за матеріалом; б – за локалізацією.

або RBB piling. В цьому випадку фундамент являє собою групу буронабивних паль (рис. 1.2), що спираються на несучі основи, які є міцними тривимірними просторовими несучими сферами, призначеними для сприйняття діючих зовнішніх навантажень.

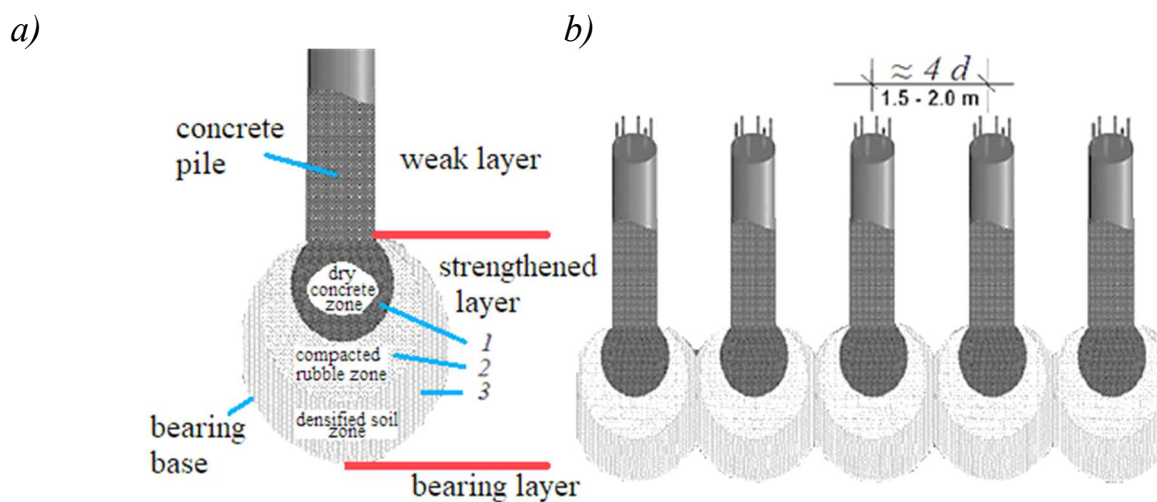


Рис. 1.2 Конструкція RBB паль [101]: *a* – будова ущільненої несучої основи; *b* – ефективне розташування групи RBB паль у фундаменті; 1 – піщано-гравійна або суха бетонна суміш; 2 – будівельне сміття (бетон, щебінь, цегла, промислова зола); 3 – ущільнений ґрунт.

Технологія RBB дозволила використовувати буронабивні палі меншого діаметру та меншої довжини наряду з підвищеною несучою здатністю порівняно із традиційним варіантом влаштування буронабивних паль.

Проте, коректне визначення несучої здатності таких паль, як розрахунковим шляхом, так і експериментальним, залишається актуальним питанням, яке ускладнюється різними закономірностями зміни властивостей ґрунтів внаслідок трамбування та формування сфер під подошвою буронабивних паль. На сьогодні, проектування паль RBB базується на напівемпіричних рівняннях, які зазвичай є консервативними та недостатньо сумісними з певними технологіями влаштування паль, що часто вимагає проведення дорогих натурних випробувань паль перед будівництвом. Автори дослідження [101] пропонують метод проектування паль RBB на основі скінчено-елементного числового моделювання, перевіреного на досвідних даних польових випробувань. Автори у дослідженні використовують

розроблений процес комп'ютерного моделювання для виконання комплексного параметричного дослідження, що моделює набір із понад 1000 комбінацій гіпотетичних випадків даних, що включають широкий діапазон різноманітних конфігурацій паль RBV і типів ґрунту.

Отже, ідея використання результатів параметричного дослідження, для виведення залежностей та коефіцієнтів для прогнозування несучої здатності паль є корисною та перспективною. Розроблені рівняння та коефіцієнти для аналітичних розрахунків повинні бути перевірені досвідними даними натурних випробувань.

1.4 Існуючі методи визначення несучої здатності бурових паль

Визначення несучої здатності одиночної палі – важлива складова процесу розробки проектного рішення пальових фундаментів будівель і споруд. В той же час, несуча здатність палі по ґрунту обумовлює надійність фундаменту загалом.

На практиці для визначення несучої здатності одиночної палі по ґрунту використовують:

- теоретичний метод, що базується на аналітичному розрахунку;
- експериментальний динамічний метод, заснований на використанні результатів дослідного забивання паль - динамічного випробування паль натурних розмірів (для буронабивних паль не застосовується);
- експериментальний статичний метод, де використовуються результати випробування натурної палі статичним навантаженням, дані статичних випробувань інвентарних паль або статичного зондування ґрунту.

Для буронабивних паль статичні випробування на сьогодні є єдиною можливістю отримати надійні дані про їх несучу здатність по ґрунту.

Розрахункове значення, отримане за аналітичною методикою [86], надає можливість тільки для попередньої (наближеної) оцінки несучої здатності палі по

грунту. Ця методика є найпростішою, але в той же час і найменш точною. Аналітичний розрахунок несучої здатності одиночної палі по ґрунту [86] враховує наступні впливові складові:

- опір ґрунту;
- периметр поперечного перерізу стовбура палі;
- діаметр опорної частини палі;
- довжину бічної поверхні палі, що контактує з ґрунтом;
- коефіцієнти надійності та умов роботи.

Щодо випробувань, то вони мають проводитися завчасно, до влаштування конструкцій фундаментів (за їх результатами приймають рішення про необхідність внесення коректив), та потребують значних витрат часу, що обумовлено їх технологією виконання.

Основний недолік статичних випробувань натурної палі – вони є найдорожчим методом, але при цьому таким, що дає можливість найточніше відтворити умови роботи палі, а саме навантаження па палю від надфундаментних конструкцій будівлі або споруди. Ця методика дозволяє визначити несучу здатність одиночної палі по ґрунту максимально достовірно, однак вона потребує значних витрат як часу, так і матеріальних.

Визначенню несучої здатності бурових паль, що отримана за різними методиками, дослідженню впливу відповідних факторів на результати розрахунків присвячені роботи Бойка І.П., Березанцева В.Г., Бартоломея А.А. та інших вчених [7, 8, 15, 32, 36, 45, 55].

1.5 Визначення несучої здатності за інженерними методами

За аналітичним способом [86] визначення несучої здатності буроін'єкційних паль за властивостями ґрунтової основи виконують за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (1.1)$$

де: γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; γ_{cR} – коеф. умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається за таблицею норм [86] для глинистих ґрунтів в основі бурової або набивної палі або визначається за формулою (1.2) за умови спирання бурової або набивної палі з розширенням і без на піщаний ґрунт; u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі; A – площа спирання палі на ґрунт; f_i – розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту; γ_{cf} – коеф. умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі, що залежить від способу утворення свердловини і умов бетонування; h_i – товщина i -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі.

Розрахунковий опір R , кПа, ґрунту під нижнім кінцем палі приймають для крупноуламкових і піщаних ґрунтів в основі бурової і набивної палі з розширенням і без за формулою:

$$R = k_c \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_I d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_I h) \quad (1.2)$$

де: k_c – коефіцієнт, що приймають 1,0 при збереженні ґрунтового ядра в основі палі; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що залежить від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту основи; γ'_I – розрахункове значення питомої ваги ґрунту в основі палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води); γ_I – усереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води); d – діаметр палі або розширення; h – глибина закладання нижнього кінця палі або її розширення від природного рельєфу або рівня планування.

Складові несучої здатності буроін'єкційної палі: по бічній поверхні F_{df} , та під нижнім кінцем палі F_{dR} можуть бути визначені окремо за формулами (1.3) та (1.4) відповідно:

$$F_{df} = u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \quad (1.3)$$

$$F_{dR} = \gamma_{cR} R A \quad (1.4)$$

Також за нормами [86] несучу здатність паль отримують за допомогою визначення осідань паль розв'язанням задачі про переміщення стрижня в пружному півпросторі. Осідання одиничної палі S_1 під дією вертикального навантаження P визначають за формулою (1.5):

$$S_1 = \frac{S_e \cdot P}{P_u - P} \quad (1.5)$$

де: S_e – пружна складова осідання палі, яку визначають за формулою (1.6) при навантаженні на палю P_e ; P_e – навантаження, що обмежує лінійну ділянку спільного осідання оголовка палі, за відсутності результатів натурних випробувань паль приймають рівним $0,5 P_u$; P_u – величина граничного опору палі, що відповідає навантаженню, за яким вичерпується несуча здатність основи F_d ; P – вертикальне навантаження на палю.

$$S_e = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \frac{P \cdot c}{E \cdot l} + \frac{P \cdot l \cdot (1 + b)}{2 \cdot E_0 \cdot F} \quad (1.6)$$

Для буронабивної палі, діаметр якої може доходити 1,5...2,0 м, а довжина – до 40...50 м, розрахункова несуча здатність по ґрунту може скласти понад 1000 т.

1.6 Дослідження бурових паль в польових умовах

Випробування ґрунту палями дозволяють визначити несучу здатність палі по ґрунту максимально точно. Однак статичні випробування зазвичай є достатньо дорогими. Крім того, головним недоліком цієї методики перевірки несучої здатності паль вважається значна тривалість випробування. Технологія виконання статичного випробування ґрунту палями вимагає прикладання кожної наступної ступені навантаження за умови стабілізації палі після попередньої ступені навантаження [83, 88], тому від початку до отримання конкретного результату зазвичай проходить не менше тижня.

Несучу здатність за результатами натурних випробувань визначають за

формулою (1.7):

$$F_d = \frac{\gamma_c \cdot F_{u,n}}{\gamma_g} \quad (1.7)$$

де: $\gamma_c=1$ - коефіцієнт умов роботи при вдавлюючих і горизонтальних навантаженнях; $\gamma_g=1$ - коефіцієнт надійності по ґрунту; $F_{u,n}$ - нормативне значення граничного опору палі, яке приймають рівним окремому значенню граничного опору палі F_i .

За окреме значення граничного опору палі F_i [88] прийняли навантаження, під впливом якого дослідна паля отримала осідання S , яке визначають за формулою (1.8):

$$S = \zeta S_{u,mt} \quad (1.8)$$

де: $S_{u,mt}$ - граничне значення середнього осідання фундаменту будинку, що проектується [86] ; $\zeta=0,2$ - коефіцієнт переходу від значення $S_{u,mt}$ до величини осідання палі, що отримано при статичних випробуваннях з умовною стабілізацією осідання.

1.7 Прогноз несучої здатності паль за даними статичного зондування

Останнім часом для визначення несучої здатності бурових паль проектувальники віддають перевагу методу статичного зондування ґрунтів. Результати статичного зондування дозволяють в короткий термін отримати розрахункові характеристики ґрунтів в межах глибини зондування. Простота виконання даного дослідження дає можливість доволі швидко та без значних матеріальних витрат ідентифікувати ґрунти та отримати їх характеристики на відміну від традиційних лабораторних методів визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів основи пального фундаменту.

Випробування ґрунту методом статичного зондування проводиться шляхом

безперервного вдавлювання в ґрунтовий масив зонду та негайної фіксації показників, що реєструються під час занурення зонду [89]. Методика такого випробування ґрунтів дозволяє розрахувати несучу здатність палі по ґрунту з будь-якими геометричними параметрами.

Статичне зондування можна назвати універсальним методом визначення характеристик міцності та деформативності ґрунтів при мінімальних витратах часу та із задовільним рівнем відповідності результатів паралельним видам випробувань ґрунтів. Однак, інтерпретація результатів статичного зондування залишається не до кінця вивченим питанням на даний момент.

Виконання зондування ґрунтів на значну глибину, яка відповідає глибині влаштування паль, ускладнюється необхідністю забезпечити вдавлююче навантаження понад 200 кН , а також, в цьому випадку, сила для виймання пенетраційної колони повинна бути більшою за вдавлююче навантаження приблизно на 30%. У випадку застосування установок статичного зондування «важкого типу» за наявності слабких ґрунтів у верхній зоні ґрунтового масиву виникає ймовірність хибного визначення показників ґрунтів, що спричинено орієнтованістю зонду на великі значення вдавлювання. Відповідно ї розрахункові показники міцності та деформативності ґрунтів можуть виявитися недостовірними.

Додатковим фактором, що впливає на достовірність отриманих результатів випробування, є відхилення зонду та пенетраційної колони від вертикального положення. Вважається критичним відхилення зонду більш ніж на 15° на глибині понад 20 м, тоді різниця у показниках може сягати 20...30 %.

Значним недоліком методики залишається питання інтерпретації результатів статичного зондування. На жаль, єдиного алгоритму, безумовно визнаного, немає.

При статичному зондуванні за даними вимірювання опору ґрунту під наконечником зонда і на бічній поверхні зонда визначають [89]: питомий опір ґрунту під наконечником (конусом) зонда q_c ; загальний опір ґрунту на бічній поверхні Q_s (для зонда типу I) та питомий опір ґрунту на ділянці бічної поверхні (муфті тертя) зонда f_s (для зонда типу II).

Випробування закінчують після досягнення заданої глибини занурення зонда або граничних зусиль [89]. За даними вимірювань, одержаних у процесі випробування, обчислюють значення Q_s (для зонда типу I) q_c , f_s (для зонда типу II) і будують графіки зміни цих величин за глибиною зондування.

Несучу здатність палі (забивної висячої), яка працює на стиски, за результатами випробувань ґрунтів статичним зондуванням визначають за формулою (1.9):

$$F_d = \frac{\gamma_c \cdot \Sigma F_u}{n \cdot \gamma_g} \quad (1.9)$$

де: γ_c - коефіцієнт умов роботи; γ_g - коефіцієнт надійності по ґрунту, що встановлюють залежно від мінливості отриманих значень граничного опору палі F_u і кількості цих випробувань при визначенні довірчої імовірності $\alpha = 0,95$; n – кількість випробувань; F_u – окреме значення граничного опору палі, яке за даними зондування визначають за формулою (1.10):

$$F_u = R_s A + f h u \quad (1.10)$$

де: R_s – граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі за даними зондування в точці, що розглядається, що визначають за формулою (2.11); f – середнє значення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі за даними зондування в точці, що розглядається; h – глибина занурення палі від поверхні ґрунту; A – площа поперечного перерізу стовбура палі; u – периметр поперечного перерізу стовбура палі.

Для аналізу величини несучої здатності для елементів бурин'єкційної палі, формула (1.10) може бути представлена у вигляді розподілу на дві складові: несучу здатність підшви палі та її бічної поверхні:

$$F_u = F_{u,R} + F_{u,f} \quad (1.11)$$

де: $F_{u,R}$ – несуча здатність підшви палі (1.12); $F_{u,f}$ – несуча здатність бічної поверхні палі (1.13).

Тоді окремі складові несучої здатності палі можуть бути визначені окремо:

$$F_{u,R} = R_s A \quad (1.12)$$

$$F_{u,f} = f h u \quad (1.13)$$

Граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі R_s за даними зондування в точці, що розглядається:

$$R_s = \beta_1 q_s \quad (1.14)$$

де: β_1 – коефіцієнт переходу від q_s до R_s [88]; q_s – середнє значення опору ґрунту під наконечником зонда, за даними зондування на ділянці в межах одного діаметра d вище і чотирьох діаметрів нижче за позначку підшви палі.

Середнє значення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі f_i за даними зондування ґрунту в точці, що розглядається, визначають за формулою (1.15) та (1.16) для зонду типу I та типу II відповідно:

$$f = \beta_2 f_s \quad (1.15)$$

$$f = \frac{\sum \beta_i f_{si} h_i}{h} \quad (1.16)$$

де у формулах (1.15) і (1.16): β_2 , β_i – коефіцієнти, що приймають за таблицею норм [88]; f_s – середнє значення опору ґрунту на бічній поверхні зонда, що визначають як частку від ділення виміряного загального опору ґрунту на бічній поверхні зонда на площу його бічної поверхні в межах від поверхні ґрунту в точці зондування до рівня розташування нижнього кінця палі у несучому шарі; f_{si} – середній опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні зонда; h_i – товщина i -го шару ґрунту.

1.8 Розрахунок несучої здатності паль за даними випробування ґрунту інвентарною випробувальною палею ІВП-127

Фахівці Київського інженерно-будівельного інституту в другій половині ХХ століття запропонували методику випробування ґрунтів статичним зондуванням з

застосуванням палі-зонда ІВП-127 (інвентарна випробувальна паля). [24] Методика дозволяє виконувати випробування ґрунтів на глибину 15+20 м з інтервалами по глибині та незалежним визначенням граничного опору ґрунту під подошвою палі і по бічній поверхні.

Інвентарна випробувальна паля являє собою стовбур з муфтою і наконечником. Заглиблення ІВП-127 здійснюється за допомогою допоміжних механізмів – бурових або забивних установок, віброзанурювачів.

Відповідно вказівкам щодо обробки даних і розрахунку несучої здатності забивних палей [94] за результатами випробування ІВП-127 визначають значення нормативного опору ґрунту під подошвою палі R^n , [Т/м²] та по її бічній поверхні f^n , [Т/м²] з урахуванням площі контакту з ґрунтом і відповідною величиною критичного навантаження:

$$R^n = k_0 N_{R,cr} / A_1 \quad (1.17)$$

$$f^n = k_0 N_{f,cr} / A_2 \quad (1.18)$$

де k_0 – коефіцієнт переходу від критичного навантаження до нормативного; $N_{R,cr}$ – значення критичного навантаження на наконечник інвентарної палі (1.19); $N_{f,cr}$ – критичне навантаження на рухому муфту інвентарної палі (1.20); A_1 – площа поперечного перерізу наконечника; A_2 – площа бічної поверхні муфти.

$$N_{R,cr} = P_{R,cr} \cdot A / 1000 \quad (1.19)$$

$$N_{f,cr} = P_f \cdot A / 1000 \quad (1.20)$$

де A – площа поршня гідроциліндра; $P_{R,cr}$ – значення тиску, що викликало критичне навантаження на наконечник палі $N_{R,cr}$; P_f – значення тиску, що спричиняє переміщення муфти (1.21).

$$P_f = P_{cr} - P_{R,cr} \quad (1.21)$$

де P_{cr} – значення тиску, що викликало загальне критичне навантаження палі N_{cr} , яке сприймається і наконечником, і муфтою.

Розрахункова несуча здатність забивної палі F_d , [Т] :

$$F_d = k \cdot m \cdot (R^n \cdot A + u \cdot l \cdot f_{mt}^n) \quad (1.22)$$

де k – коефіцієнт однорідності ґрунтів; m – коефіцієнт умов роботи; R^n – нормативний опір ґрунту під подошвою; A - площа поперечного перерізу палі; u - периметр поперечного перерізу палі; l – глибина занурення палі в ґрунт; f_{mt}^n – середній нормативний опір ґрунту по бічній поверхні палі (1.23).

$$f_{mt}^n = \frac{\sum((f_{i-1}^n + f_i^n) \cdot l_i)}{2 \cdot l} \quad (1.23)$$

де l_i – відстань між точками випробування; f_i^n – нормативний опір ґрунту по бічній поверхні в точках випробування.

1.9 Висновки по розділу 1

1. Несуча здатність одиночної палі залежить від механічних характеристик ґрунтів в зоні контакту з бічною поверхнею палі та під її подошвою, від методу влаштування палі, а також від її конструктивних особливостей.
2. Аналітичний розрахунок несучої здатності одиночної палі є найпростішою, але в той же час і найменш точною методикою, яка може бути використана тільки для попередньої, наближеної оцінки несучої здатності палі по ґрунту, надійність і точність такої методики дуже низька.
3. Статичні випробування натурної палі дають можливість найточніше відтворити умови роботи палі у фундаменті, а саме привантаження статичним вдавлюючим навантаженням від надфундаментних конструкцій будівлі або споруди. Тому з'являється можливість визначити несучу здатність одиночної палі по ґрунту максимально достовірно. Однак, область використання методу визначення несучої здатності палі статичним випробуванням натурної палі обмежена суттєвою матеріальною складовою та значною тривалістю, обумовленою технологією проведення випробувань.
4. Використання даних статичного зондування ґрунту дає можливість

розрахунку несучої здатності паль із прийнятною точністю при найменших затратах часу та фінансів порівняно із випробуванням натурних паль статичним навантаженням, за умови врахування всіх впливових складових методики: технології влаштування та конструктивних особливостей паль, тип ґрунтових умов та характер роботи палі в ґрунтовому масиві. Такі розрахунки не завжди дають надійні результати. Додатково, інтерпретація результатів статичного зондування залишається не до кінця вивченим питанням на даний момент.

5. Методика визначення несучої здатності паль за даними випробування ґрунтів інвентарною палею-зондом ІВП-127 дозволяє отримати значення граничного опору ґрунту під підошвою та по бічній поверхні палі, які достатньо близькі відповідним значенням цих характеристик при роботі натурних паль в ґрунті, але ця методика орієнтована на використання для забивних паль, тому для розширення її області використання потребує уточнення.
6. Питання про наявний фактичний резерв несучої здатності палі по ґрунту, що в свою чергу впливає на розробку раціональних проектних рішень пальових фундаментів, є найбільш актуальним на теперішній час у зв'язку з їх широким застосуванням. Тому актуальним є пошук методики, за допомогою якої можна було б отримувати несучу здатність бурових паль, наближену до результатів за статичним випробуванням, яке є на сьогодні найбільш достовірним.

РОЗДІЛ 2.

ДОСЛІДЖЕННЯ ПАРАМЕТРІВ, ЯКІ ВПЛИВАЮТЬ НА ВЕЛИЧИНУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛІ ПО ҐРУНТУ

Сучасне будівництво у великих містах відбувається як правило в стиснених умовах, при цьому також під забудову використовуються ділянки із складною інженерно-геологічною ситуацією, які раніше не розглядалися в якості придатних. Додатково, у зв'язку зі збільшенням поверховості будівель і споруд на ґрунтову основу передаються значні стискаючі навантаження. Тому в таких умовах раціональним рішенням є використання в якості фундаментів будинку пальових фундаментів із бурових паль. В цьому випадку процес влаштування фундаментних конструкцій характеризується мінімальним динамічним впливом на ґрунтову основу та низьким рівнем шуму, що є дуже важливими перевагами при зведенні новобудов в умовах щільної забудови у великих містах.

Як показує практика та аналіз публікацій, несуча здатність бурових паль, визначена аналітичним способом за методикою норм [86] є значно заниженою, що в свою чергу призводить до призначення збільшених геометричних розмірів паль (їх довжини та діаметру), а також збільшення загальної кількості паль. Збільшення витрат будівельних матеріалів в кінцевому результаті призводить до збільшення собівартості фундаментних конструкцій будинку. Тому коректне визначення несучої здатності паль за різними методиками є актуальною задачею на сьогодні, особливо при використанні польових методів дослідження ґрунтів.

Питання про резерв несучої здатності бурових паль по ґрунту та економічність проектних рішень пальових фундаментів є найбільш актуальним на теперішній час у зв'язку із широким застосуванням їх в багатоповеровому будівництві.

Останнім часом на зміну теоретичним методам розрахунку пальових фундаментів прийшло використання числового моделювання взаємодії елементів

системи «основа – фундамент». Публікації на цю тему відображено в роботах: І.П. Бойка, О.С. Сахарова, О.К. Бугрова, Ю.Л. Винникова, М.Л. Зоценка, А.С. Моргун та інших [22, 23, 36, 96, 100, 111, 112]. Для оцінки напружено-деформованого стану системи «паля – ґрунтова основа» використовують різні програмні комплекси VESNA, Pliz-Pile, Lira, SCAD, Plaxis та інші.

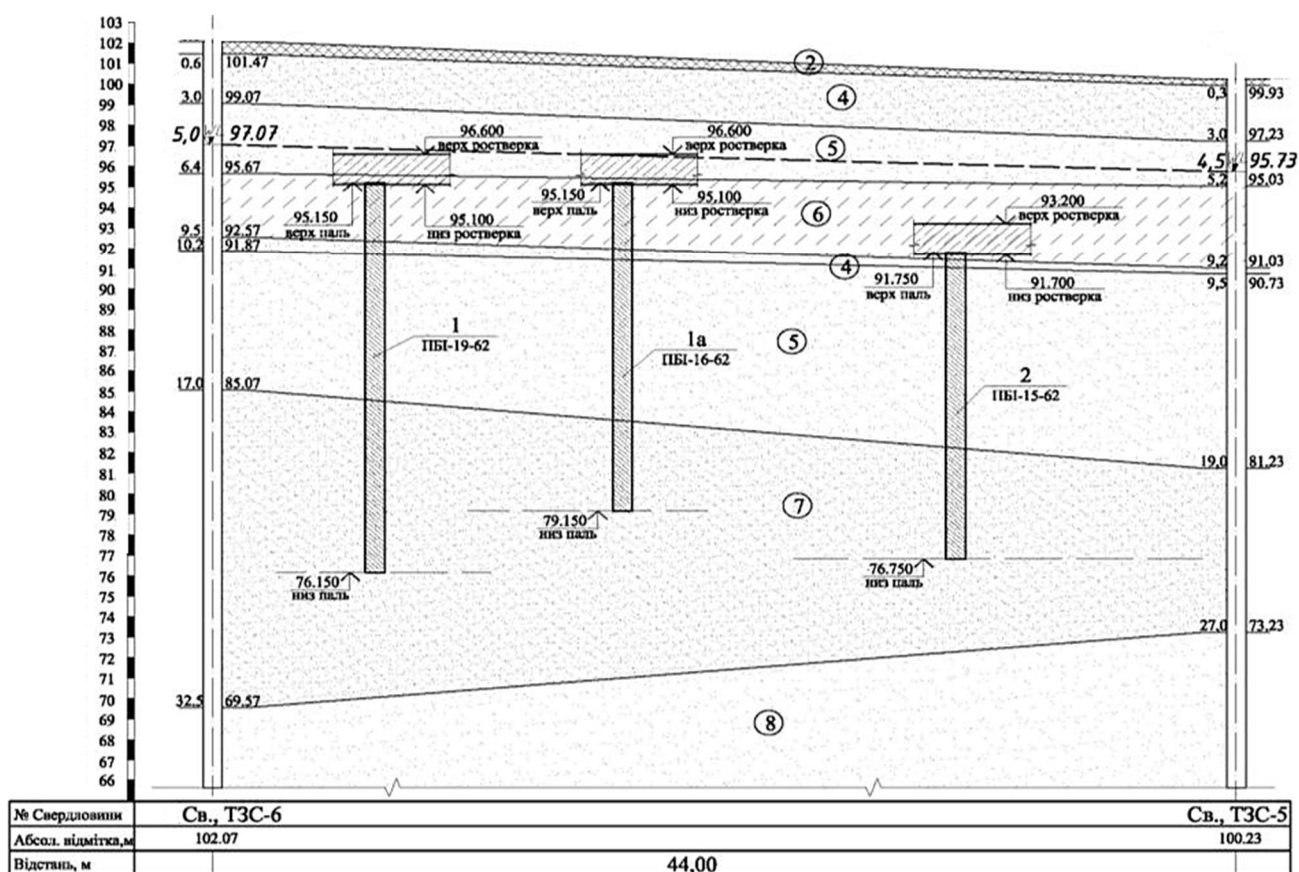
При використанні числового моделювання взаємодії елементів системи «основа-фундамент» є можливість досліджувати роботу фундаменту на різних етапах навантаження. Найбільший вплив на результат моделювання мають такі фактори: ґрунтові умови будівельного майданчика, конструкція паль, застосована модель деформування ґрунту, граничні умови, розмір сітки скінчених елементів.

2.1 Вплив методики на визначення несучої здатності одиночної палі.

Для реалізації цієї задачі було виконано дослідження на прикладі реального об'єкту - багатоповерховий житловий будинок у м. Києві, 3-секційний, з габаритними розмірами в осях 34×21 м, 40×21 м та 34×21 м відповідно.

За даними звіту про результати інженерно-геологічних вишукувань, що виконані спеціалізованою організацією, в геоморфологічному відношенні дослідний майданчик розташований в межах лівобережної 1-ї надзаплавної тераси р. Дніпро. Рельєф майданчика рівнинний, абсолютні відмітки поверхні мають перепад, що не перевищує 4 м (99...103 м). У геологічній будові на розвідану глибину до 45 м беруть участь бучакські піски, четвертинні алювіальні піски середньої крупності, дрібні і пилюваті, та алювіально-озерні супіски, перекриті з поверхні рослинним шаром і насипними ґрунтами. Ґрунтові води зустрінуті на глибинах 2,7...4,2 м (рис. 2.1).

Попередньо було запропоновано конструкції для варіанту пальових фундаментів із буронабивних паль діаметром 620 мм довжиною 15 м (рис. 2.2). За методикою норм [86] попереднє визначення несучої здатності буронабивних паль



Умовні позначення:

2	Рослинний шар	5	Пісок дрібний щільний від маловологого до водонасиченого	7	Пісок середньої крупності, щільний водонасичений	WL	Рівень ґрунтових вод
4	Пісок дрібний середньої щільності від маловологого до водонасиченого	6	Супісок текучий	8	Пісок пилуватий прільний водонасичений (бухаський)		

Рис. 2.1 Характерний інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва з посадкою фундаментів остаточного варіанту

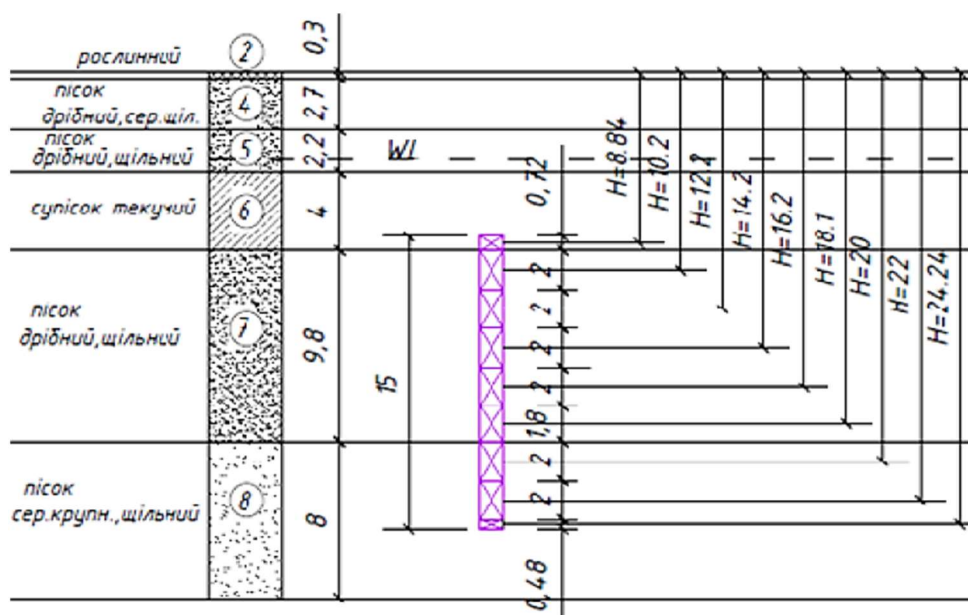


Рис. 2.2 Розрахункова схема до визначення несучої здатності палі по ґрунту

аналітичним способом було виконано за формулою (1.1), при цьому розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі було розраховано за формулою (1.2) для випадку піщаних ґрунтів в основі буронабивної палі. Несуча здатність буронабивної палі по ґрунту за формулою норм склала $F_d = 2987$ кН (рис. 2.4.), а допустиме навантаження на одиночну палю тоді складатиме:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{2987}{1,4} = 2134 \text{ кН.}$$

Визначення несучої здатності паль за даними статичного зондування для буронабивних паль виконувалося за нормативними вимогами [88], як для забивних паль для зонду II типу (для бурових паль методика відсутня). При цьому при роботі бічної поверхні було враховано коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі γ_{cf} , який приймався за таблицею Н.3.1 норм [88]. $F_d = 3587,5$ кН; $N = 2562,4$ кН.

За результатами натурних випробувань дослідних паль було отримано наступні результати:

несуча здатність одиночної палі по ґрунту за формулою (1.7) :

$$F_d = \frac{\gamma_c F_{u,n}}{\gamma_g} = \frac{1 \cdot 3750}{1} = 3750 \text{ кН} \quad (2.1)$$

допустиме навантаження на палю [86]:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{3750}{1,2} = 3125 \text{ кН} \quad (2.2)$$

Таким чином допустиме навантаження для одиночної буронабивної палі за результатами статичного випробовування згідно (2.2) становить 3125 кН, крива навантаження зображена на рис. 2.3.

Аналіз даних показав, що для заданих ґрунтових умов і розглянутих параметрів паль несуча здатність по ґрунту, отримана за аналітичною методикою є заниженою, тому загальна кількість паль у фундаменті збільшується, що зумовлює збільшення собівартості влаштування фундаментної частини будинку та впливає в кінцевому результаті на вартість об'єкта.

Таблиця 2.1.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів
експериментального майданчика.

№ ПЕ	Щільність ґрунту, г/см ³	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутріш- нього тертя, градуси	Питоме зчепле- ння, кПа	Модуль деформації, МПа
	ρ	W	e	φ	c	E
2	1,60	-	-	-	-	-
4	1,75	0,09	0,64	32	2	28
5	2,04	0,21	0,57	36	4	36
6	1,97	0,23	0,69	22	9	5
7	2,10	0,19	0,50	37	5	45
8	1,90	0,30	0,45	36	8	39

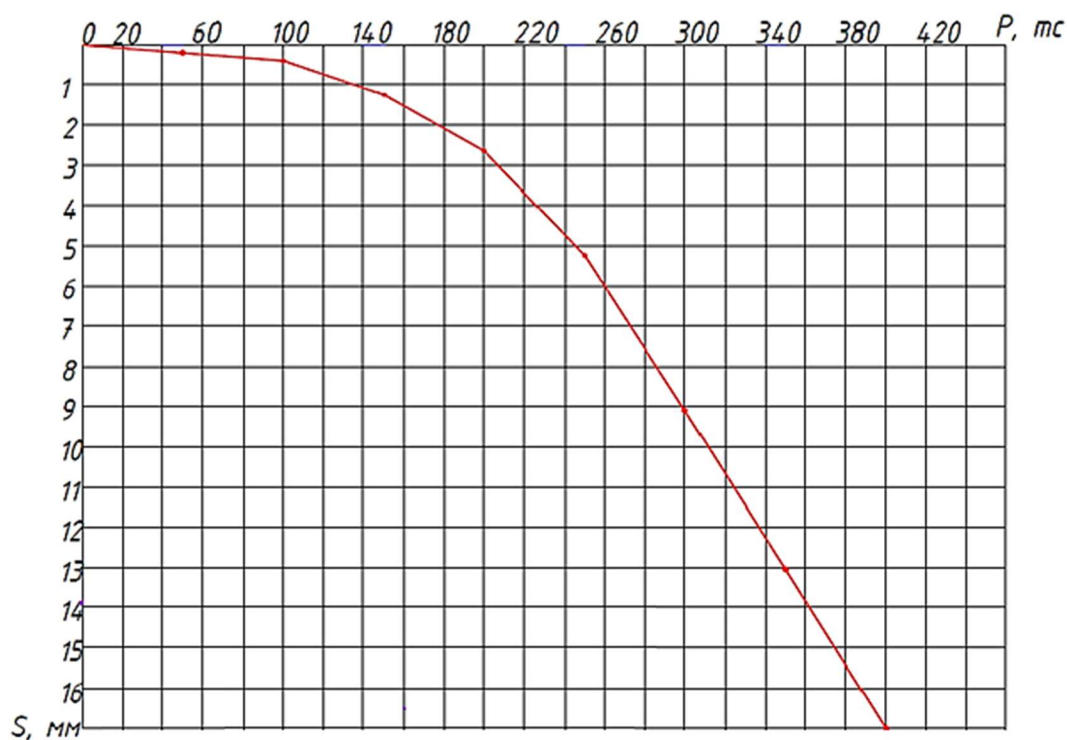
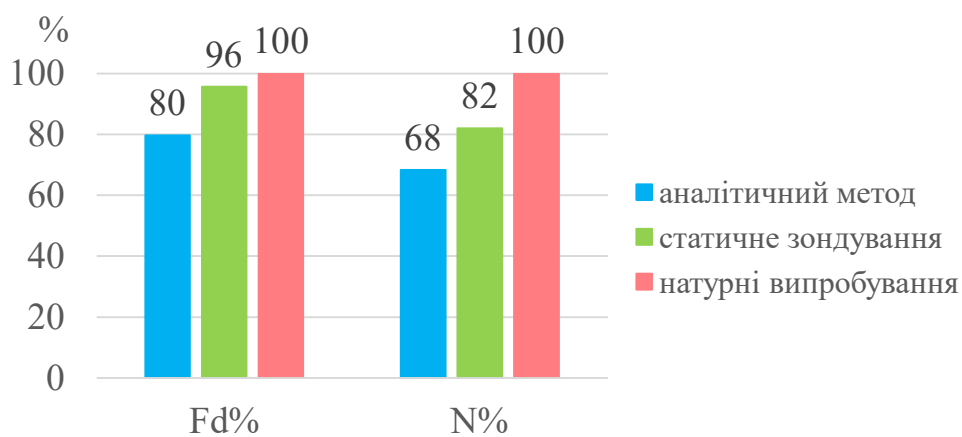


Рис. 2.3 Графік залежності осідання палі S від навантаження P за даними
випробування палі статичним навантаженням



	інженерні розрахунки	статичне зондування	натурні випробування
F_d	2987	3588	3750
N	2134	2562	3125

Рис. 2.4 Порівняння несучої здатності і розрахункового навантаження на палю за різними методиками

Підтверджено, що статичне зондування є достатньо ефективним методом для визначення несучої здатності палі. Розрахункове навантаження на палю, визначене за її випробуванням більше за розрахункове навантаження визначене за формулами норм на 30% та менше на 18% ніж визначене за методом статичного зондування для забивних палей.

Встановлено, що розрахункове навантаження за результатами статичного зондування згідно різних нормативних документів дає більш точні результати. Тому необхідно вдосконалювати методику розрахунку за інженерними методиками для бурових палей на території України.

2.2 Вплив геометричних параметрів палі на її несучу здатність.

В якості дослідного майданчика було взято об'єкт будівництва житлового будинку в Шевченківському районі м. Києва. В геоморфологічному відношенні

ділянка під будівництво розташована в підніжжі лівого схилу долини р. Сирець. Геологічна будова на глибину вишукувань до 16 м сформована відкладами четвертинного та пісками полтавської світи неогенового періодів. Фізико-механічні характеристики ґрунтів наведені у табл. 2.2.

Під багатоповерховий житловий будинок в якості фундаменту було запропоновано два варіанти палиових фундаментів із бурин'єкційних палів $\varnothing 420$ мм та $\varnothing 620$ мм, довжиною 9 м та 11 м.

Виконання розрахунків аналітичним способом [86] для визначення несучої здатності бурин'єкційних палів по ґрунту F_d за даними інженерно-геологічних вишукувань здійснювалося за формулою (1.1), при цьому розрахунковий опір R ґрунту під нижнім кінцем палі для піщаних ґрунтів в основі бурової палі визначався за формулою (1.2). Результати розрахунків несучої здатності бурин'єкційної палі за формулами норм наведено у таблиці 2.3.

Таблиця 2.2.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчика.

№ ПЕ	Повне найменування ґрунту	Щільність ґрунту, ρ , т/м ³	Коефіцієнт пористості, e	Питоме зчеплення, c , МПа	Кут внутрішнього тертя, φ , градуси	Модуль деформації, E , МПа
1	насипний ґрунт	1,55	0,81	0,003	24	8
2	делювіально-зсувні ґрунти	1,61	0,74	0,012	20	15
3	пісок дрібний, середньої щільності	1,75	0,64	0,002	27	23
4	пісок дрібний, щільний	1,89	0,58	0,001	32	31
5	пісок дрібний, щільний	1,85	0,59	0,002	34	35

Несучу здатність за результатами статичних випробувань натурної палі визначають за формулою (1.7). При цьому нормативне значення граничного опору палі $F_{u,n}$ приймалося рівним частковому значенню граничного опору палі F_i , що відповідає величині навантаження, під дією якого дослідна паля отримала осідання S , яке визначається за формулою (1.8). Результати визначення несучої здатності буроін'єкційної палі за даними випробування наведено у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3.

Визначення несучої здатності бурових паль за різними методиками.

довжина палі, м	діаметр бурової палі, мм					
	420			620		
	за статичним зондуванням (% від статичних випробувань)	за статичним натурним випробуванням палі	інженерні розрахунки (% від статичних випробувань)	за статичним зондуванням (% від статичних випробувань)	за статичним натурним випробуванням палі	інженерні розрахунки (% від статичних випробувань)
8	<u>832,6</u> (-)	-	<u>668,0</u> (-)	<u>1569,3</u> (-)	-	<u>1335,4</u> (-)
9	<u>892,3</u> (91)	984,5	<u>734,5</u> (75)	<u>1811,5</u> (90)	2010,8	<u>1511,3</u> (75)
10	<u>968,5</u> (-)	-	<u>816,8</u> (-)	<u>1921,5</u> (-)	-	<u>1656,3</u> (-)
11	<u>1169,0</u> (93)	1253,2	<u>935,2</u> (75)	<u>2181,3</u> (88)	2489,7	<u>1905,1</u> (77)
12	<u>1210,0</u> (-)	-	<u>1036,6</u> (-)	<u>2319,0</u> (-)	-	<u>2015,2</u> (-)

Несучу здатність паль за результатами статичного зондування було розраховано за формулою (1.9), для чого за величину F_d було прийнято значення F_u , розраховане за формулою (1.10). Для аналізу величини несучої здатності складових елементів буроін'єкційної палі, несучу здатність підошви палі та її бічної поверхні, визначали за формулами (1.12) та (1.13) відповідно. При цьому граничний опір ґрунту R_s під нижнім кінцем палі по даним статичного зондування

визначалося за формулою (1.14). Результати розрахунків визначення несучої здатності дослідної буроін'єкційної палі за даними статичного зондування наведено у таблиці 2.3.

Значення несучої здатності, що були отримані за результатами статичних випробувань було прийнято за еталон (табл. 2.3), відповідно можна проаналізувати відхилення даних несучої здатності палей різної довжини та діаметру, отриманих за іншими методиками.

Для буроін'єкційної палі Ø 420 мм довжиною 9 м співвідношення значень несучої здатності, отриманих за даними статичного зондування ґрунту та за діючими нормами [86] становить 91%, 75% відповідно для палі довжиною 11 м 93% та 75%, що є заниженими значеннями відносно результатів статичного випробування.

Відповідно співвідношення значень несучої здатності буроін'єкційної палі Ø 620 мм та довжиною 9 м, отриманих за даними статичного зондування ґрунту та діючими нормами [86] становить 90%, 75%, а для палі довжиною 11 м 88% і 77% від результатів натурних випробувань палі.

За даними аналізу результатів дослідження (рис. 2.5), несуча здатність бурових палей в піщаних ґрунтах для розглянутих геометричних параметрів, визначена аналітичним методом [86], має занижені значення відносно результатів статичних випробувань в середньому на 25% в заданих ґрунтових умовах.

а)

б)

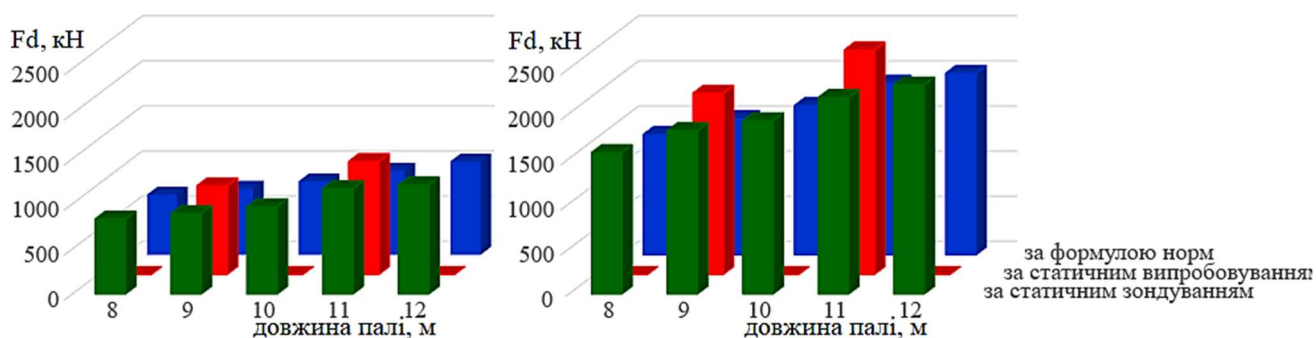


Рис. 2.5 Несуча здатність палі по ґрунту за різними методиками: а – для палі діаметром 420 мм; б – для палі діаметром 620 мм

Встановлено, що результати статичного зондування занижують несучу здатність бурових паль орієнтовно на 10...15% від значення, що отримано за даними статичного випробування натурних паль на дослідному будівельному майданчику.

Розрахунок F_d за аналітичним методом [86], може бути застосований для бурових паль довжиною до 15 м, а при використанні більш заглиблених бурових паль слід користуватися цією методикою після уточнення відповідних поправочних коефіцієнтів.

2.3 Порівняння несучої здатності палі за даними числового моделювання.

В якості дослідного об'єкту обрано 26-поверховий житлово-офісний комплекс в Оболонському районі м. Києва. Територія на якій проводиться забудова розташована на заплавних терасах Дніпра і до глибини 25...30 м складені алювіальними піщаними ґрунтами. Пальовий фундамент будинку запроектовано із буроін'єкційних паль $\varnothing 620$ мм довжиною 25 м.

Інженерно-геологічні умови дослідного майданчика представлені відкладами пісків, супісків та суглинків (характеристики інженерно-геологічних елементів подані у табл. 2.4.

За аналітичним методом [86] визначення несучої здатності F_d буроін'єкційних паль виконувалося за формулою (1.1), при цьому розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R для піщаних ґрунтів в основі бурової палі було визначено за формулою (1.2). Для заданих геологічних умов будівельного майданчика окремо була визначена несуча здатність буроін'єкційної палі по бічній поверхні F_{df} (1.3) та під нижнім кінцем палі F_{dR} (1.4): $F_{df} = 987,25$ кН, що складає 45% від загальної несучої здатності палі $F_d = 2174,5$ кН (100%), та $F_{dR} = 1187,25$ кН, відповідно складає 55% від значення F_d .

Фізико-механічні характеристики ґрунтів основи

№ ґрунту	Повне найменування ґрунту	Щільність ґрунту, ρ г/см ³	Природна вологість, W	Коефіцієнт пористості, e	Питоме зчеплення, c , кПа	Кут внутрішнього тертя, φ ,	Модуль деформації, E , МПа
1	пісок дрібний, середньої щільності	1,69	0,05	0,7	1	30	18
2		1,64	0,08	0,75	2	32	20
3		1,65	0,07	0,75	35	33	35
4	пісок дрібний, щільний	1,78	0,08	0,82	1	35	40
5		1,79	0,18	0,80	1	35	40

Наряду з цим, за нормами [86] несучу здатність паль отримують за допомогою визначення осідань паль розв'язанням задачі про переміщення стрижня в пружному півпросторі. Осідання одиночної буроін'єкційної палі (1.5) під дією вертикального навантаження P становить $S_1 = 40,5$ мм, при максимальному навантаженні палі $P = 2400$ кН несуча здатність визначена за даними графіку осідання становить 1800 кН. Значення несучої здатності буроін'єкційної палі визначеної за формулою (1.1) на 18% більша за несучу здатність отриману за формулою (1.5), що свідчить про необхідність з обережністю ставитись до розрахунків визначення несучої здатності бурових паль в піщаних ґрунтах за формулою осідання одиночної палі під дією вертикального навантаження.

На майданчику було проведено також і статичне випробування дослідних паль для визначення їх несучої здатності. Навантаження дослідної палі виконувалось ступенями, значення яких встановлюється програмою випробувань. Перша ступень навантаження згідно програми випробування становила 600 кН, наступні вісім - по 300 кН, зрив палі відбувся при загальному навантаженні 3000 кН, осідання при цьому значенні ступені навантаження склало 40,83 мм. Таким

чином, несуча здатність палі за результатами статичного випробовування (крива навантаження див. рис.2.7) згідно [88] становить 2700 кН, при осіданні 18,55 мм.

Для числового моделювання роботи буроін'єкційної палі в ґрунті був використаний програмний комплекс ЛПРА. В якому робота ґрунту описується моделлю з критерієм міцності Мора-Кулона з врахуванням таких параметрів: питома вага γ , питоме зчеплення c , кут внутрішнього тертя φ , модуль деформації E , які відповідають значенням із табл. 5.1.

Буроін'єкційна паля моделюється як лінійно-деформоване тіло. Розрахункові характеристики матеріалу палі задаються такими параметрами, як модуль деформації $E=35000$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\nu=0,2$. Створена скінченно-елементна модель представлена на рис. 2.6.

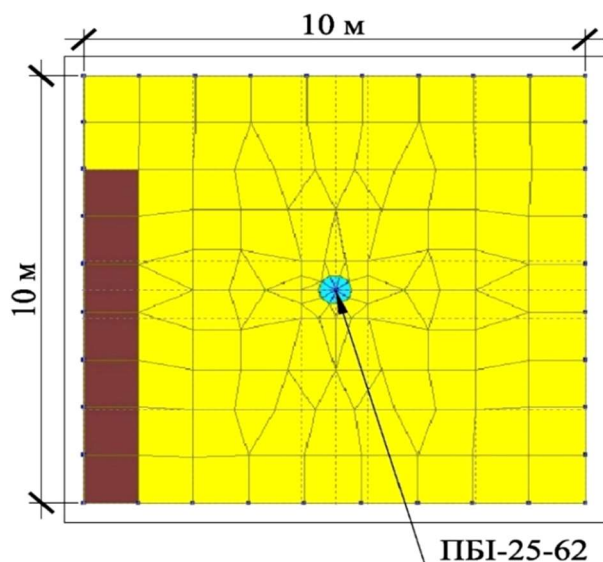


Рис. 2.6 Скінченно-елементна модель для числового моделювання

Навантаження на палю передавалось ступенями, відповідно до натурних випробувань: 600, 900, 1200... 2700, 3000 кН.

Результати проведених розрахунків зведені у вигляді графіка залежності осідання від вертикального навантаження палі (рис. 2.7).

Несуча здатність буроін'єкційної палі за статичним випробуванням при осіданні 18,55 мм становить 2700 кН, несуча здатність визначена за осіданням палі при розв'язанні задачі про переміщення стрижня в пружному півпросторі становить 1800 кН при осіданні 12,02 мм, при числовому моделюванні - 2650 кН при осіданні 7,25 мм. В той же час несуча здатність визначена за нормами [88]

становить 2174,5 кН, що є значно заниженою в порівнянні з натурними випробуваннями. Результати дослідження показали, що несуча здатність буровин'есційної палі в піщаних ґрунтах, визначена аналітичним методом згідно норм [88], має занижену величину по відношенні до статичних випробувань - біля 20%.

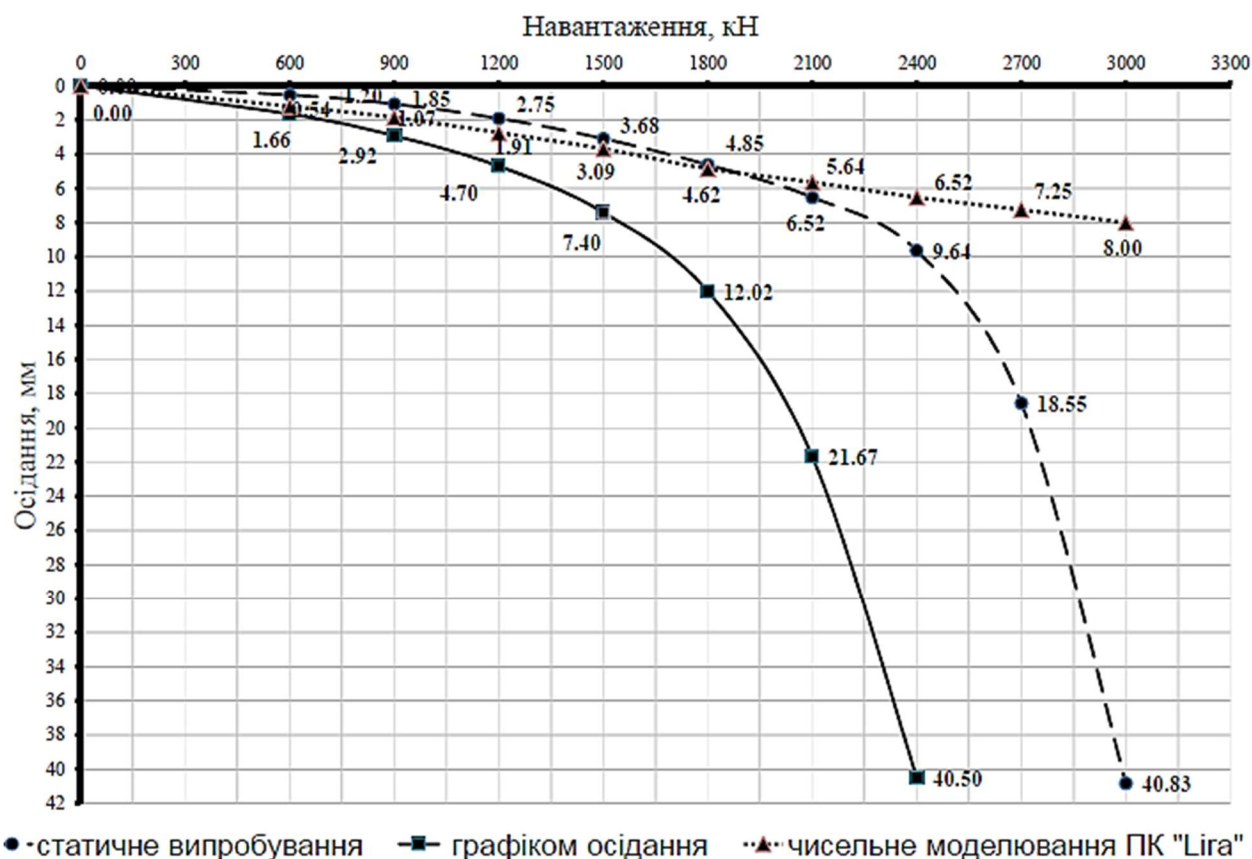


Рис. 2.7 Графіки залежності «навантаження-осідання», отримані за різними методиками

Виявлено, що на результат числового моделювання суттєво впливають параметри ґрунтів основи та фізико-механічні характеристики ґрунтів будівельного майданчика, а саме модуль деформації E .

Встановлено, що числове моделювання дозволяє наблизити результати статичного навантаження палі до результатів моделювання при умові, що модуль деформації, який приймається до розрахунку, необхідно ідентифікувати.

У випадку використання ПК "ЛІРА" для числового моделювання взаємодії бурової палі з основою немає критерія для визначення її несучої здатності. В

даному випадку використана в якості критерія P_{cr} за результатами випробування пробних паль.

2.4 Висновки по розділу 2

1. Показано, аналітична методика визначення несучої здатності одиночної палі по ґрунту, занижує несучу здатність бурових паль в піщаних ґрунтах відносно даних статичних випробувань в середньому на 25% для заданих ґрунтових умов.
2. Встановлено, що результати статичного зондування занижують несучу здатність бурових паль орієнтовно на 10...15% від значення, що отримано за даними статичного випробування натурних паль на дослідному будівельному майданчику.
3. Розрахунок несучої здатності палі за формулою норм [86], може бути з достатньою достовірністю застосований для бурових паль довжиною до 15 м, а при використанні більш заглиблених бурових паль слід користуватися цією методикою після уточнення відповідних коефіцієнтів.
4. Встановлено, що числове моделювання дозволяє наблизити результати статичного випробування палі до результатів числового моделювання при умові, що параметри математичної моделі ґрунтового середовища, які приймаються до розрахунку, необхідно ідентифікувати.

РОЗДІЛ 3.

ІДЕНТИФІКАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ ҐРУНТІВ ДЛЯ ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ПАЛІ В ПІЩАНИХ ҐРУНТАХ

3.1 Моделі ґрунтового середовища для числового моделювання роботи палі в ґрунті

Прогнозування геомеханічних закономірностей, характерних для ґрунтового масиву, полягає у визначенні величини переміщень і напружень від дії силових факторів, враховуючи їх можливу змінність як в часі, так і в локалізації. Тобто задача зводиться до визначення напружено-деформованого стану ґрунтового масиву.

Вихідні дані для розв'язання задач геомеханіки є однією із визначальних складових достовірності результатів розрахунків наряду із вибором методу розв'язку та моделі середовища, яка описує закономірності його поведінки.

Пальові фундаменти відносяться до найдавніших і одночасно широко застосовуваних в даний час типів фундаментів, проте, враховуючи складний напружено-деформований стан в основі таких конструкцій фундаментів надійні методи їх розрахунку все ще не розроблені. Це іноді призводить до значних перевитрат будівельних матеріалів.

На всіх етапах розвитку пальового фундаментобудування при розробці ефективних проектних рішень із раціональних конструкцій паль були актуальними такі проблемні питання, як отримання достовірних параметрів ґрунтового середовища для розрахунків, врахування впливу технології влаштування паль, вдосконалення методів розрахунку пальових фундаментів для урахування конструктивних особливостей, характеру силових впливів, властивостей ґрунтів, що контактують з бічною поверхнею та підпошковою стовбура палі.

Розробка раціональних проектних рішень пальових фундаментів передбачає максимальне використання несучої здатності одиночної палі по ґрунту. Граничне навантаження для такої палі визначається або дослідним або розрахунковим шляхом.

Практика влаштування різних конструкцій паль показала, що у випадку занурення паль в піщані ґрунти, не завжди паля заглиблюється до проектної позначки. Основною причиною такої ситуації є невідповідність міцності стовбура палі граничним значенням опору ґрунту основи, які мають долатися під час, наприклад, забивання палі в піщані ґрунти.

Проектування системи «основа - фундамент - надземна частина споруди» пов'язано з урахуванням складних фізичних процесів взаємодії конструкцій фундаментів з ґрунтовим середовищем. Для опису напружено-деформованого стану системи необхідно використовувати значну кількість параметрів, значення яких можуть застосовуватися як в будівельний, так і в експлуатаційний періоди. В такій постановці розрахунок можливо реалізувати шляхом числового моделювання.

Вивчення основних процесів деформування ґрунтового середовища при взаємодії пальових фундаментів з основою показали, що в основі, яка є дисперсним середовищем, навіть при незначному тиску відбуваються зсуви та переміщення складових компонентів (мінеральних частинок ґрунту). Це спричиняє появу залишкових, переважно пластичних, деформацій. Тому розрахунок на базі рішень теорії пружності, з обмеженнями в рамках гіпотези про зворотність процесів деформування, не дозволяє судити про повну несучу здатність ґрунтової основи і розвиток зон граничного стану ґрунтового середовища. Урахування нелінійних процесів при сучасному рівні розрахунків в інженерній практиці можливий лише з використанням засобів автоматизації.

Вивчення взаємодії палі з основою в складі фундаменту споруди показало, що під час передачі навантаження від споруди в ґрунтовому середовищі у випадку використання пальових фундаментів виникає складний напружено-деформований стан. Він обумовлений специфікою і складністю напружень в різних складових

елементах пальового фундаменту: на бічній поверхні палі, під підшвою палі, під підшвою ростверка. Перерозподіл складових залежить від величини осідання і навантаження, що визначає характер взаємодії палі з ґрунтовим середовищем. Відповідно в основі одночасно можуть формуватися області дограничного і граничного стану, розміри яких будуть непостійними в процесі дії навантаження. Це потребує розробки нового підходу до проектування конструкцій пальових фундаментів, базуючись на рішеннях задач теорії пружності та теорії пластичності.

Математичною моделлю середовища прийнято називати формулювання рівнянь стану. Розробка нових моделей базується на експериментальних даних дослідження властивостей середовища. Вибір рівнянь стану обумовлюється наступними вимогами: фізична обґрунтованість, достатня збіжність результатів розрахунків з експериментальними даними, мінімальна кількість параметрів моделі середовища та можливість їх визначення за результатами стандартних випробувань. Для складних траєкторій навантажень, що характерно для ґрунтового масиву, доцільно використовувати теорію пластичної течії [14], де залежності формулюються відносно приростів напружень та деформацій.

При пружно-пластичному деформуванні ґрунтового середовища в граничному стані у складі повних деформацій $\hat{\varepsilon}$ (3.1) виділяють пружні $\hat{\varepsilon}^e$ та пластичні $\hat{\varepsilon}^p$. Зв'язок між приростами напружень $d\hat{\sigma}$ та приростами пружних деформацій $\hat{\varepsilon}^e$ задається співвідношенням (3.2).

$$\hat{\varepsilon} = \hat{\varepsilon}^e + \hat{\varepsilon}^p \quad (3.1)$$

$$d\hat{\sigma} = \hat{C} \cdot d\hat{\varepsilon}^e = \hat{C} \cdot (d\hat{\varepsilon} - d\hat{\varepsilon}^p), \quad (3.2)$$

де $\hat{C}$ - тензор констант деформування, що обраховуються за формулою (3.3).

$$C^{ijkl} = \frac{E_0}{1+\nu} \left[\frac{1}{1-2\nu} g^{ij} g^{kl} + 0,5(g^{ik} g^{jl} + g^{il} g^{jk}) \right], \quad (3.3)$$

де E_0 – початковий модуль пружності суцільного середовища; ν – коефіцієнт Пуассона; g^{ij} - метричний тензор.

Для визначення приростів пластичних деформацій $\hat{\varepsilon}^p$ (3.4) використовується

поняття пластичного потенціалу F . За неасоційованим законом пластичної течії $F \neq f$, де f – функція, що визначає умову пластичності ($f=0$).

$$d\hat{\varepsilon}^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \hat{\sigma}}, \quad (3.4)$$

де $d\lambda$ – малий скалярний множник, що визначає абсолютну величину приростів пластичних деформацій $d\hat{\varepsilon}^p$; $F(\sigma_{ij})$ – пластичний потенціал.

При реалізації числового моделювання в межах проведеного дослідження було використано модель фізично нелінійного пружно-пластичного ґрунтового середовища, яка базується на дилатансійній теорії професора В. М. Ніколієвського [54]. Згідно цієї теорії приріст деформацій (3.2) складається з приросту пружних деформацій $d\hat{\varepsilon}^e$ та приросту пластичних деформацій $d\hat{\varepsilon}^p$ (3.4). В якості умови пластичної течії f використовується критерій Мізеса-Шлейхера-Боткіна з модифікацією професора І.П. Бойка [14], яка спрямована на підвищення збіжності результатів числового моделювання із даними натурних випробувань у широкому діапазоні навантажень.

Граничний стан настає за умови $f=0$, при цьому умова пластичної течії f приймає вигляд (3.5):

$$f = \begin{cases} T + \sigma_m \operatorname{tg} \psi - \tau_s = 0, & \text{при } \sigma_m \geq P_0 \\ T + P_0 \operatorname{tg} \psi - \tau_s = 0, & \text{при } \sigma_m < P_0 \end{cases} \quad (3.5)$$

де T – інтенсивність дотичних напружень, σ_m – гідростатичний тиск, ψ – кут на октаедричній площадці, τ_s – граничне значення інтенсивності дотичних напружень при відсутності гідростатичного тиску, P_0 – рівень гідростатичного тиску, що визначає перехід від конічної до циліндричної поверхні (Рис. 3.1.).

Інваріанти σ_m та T тензора напружень $\hat{\sigma}$ обчислюються за формулами:

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \sigma_{ij} g^{ij}; \quad T = \sqrt{\frac{1}{2} s^{ij} s_{ij}}; \quad s^{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_m g^{ij} \quad (3.6)$$

де g^{ij} – метричний тензор.

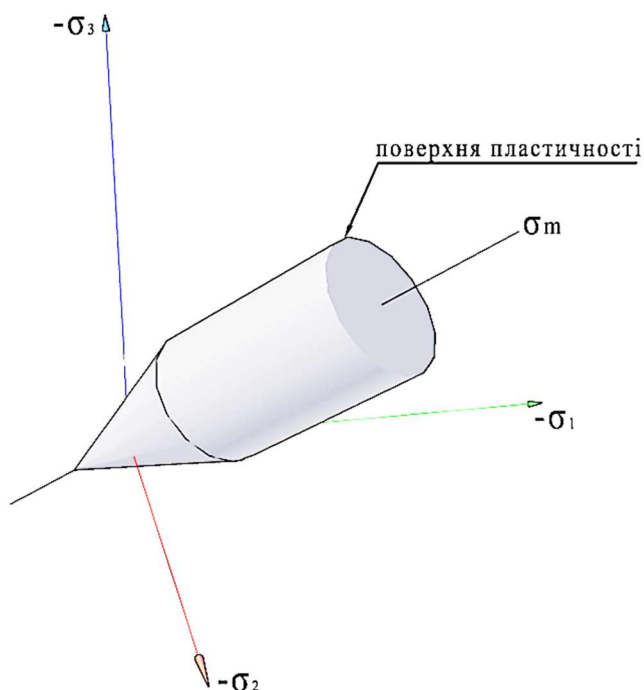


Рис. 3.1 Поверхня пластичності з критерієм Мізеса-Шлейхера-Боткіна і модифікацією професора І.П. Бойка

Для використання в розрахунках параметрів ґрунтів, передбачених діючими будівельними нормами необхідно погодити прийняті критерії умови Мізеса-Шлейхера-Боткіна (тангенс кута внутрішнього тертя на октаедричній площадці $tg\psi$ та граничне значення інтенсивності дотичних напружень при відсутності гідростатичного тиску τ_s) із критеріями умови Кулона-Мора (кутом внутрішнього тертя φ та питомим зчепленням c).

Параметри умови Мізеса-Шлейхера-Боткіна $tg\psi$ та τ_s є константами (3.7), вони обираються таким чином, щоб мінімізувати розбіжність з умовою Кулона-Мора.

$$tg\psi = \frac{6\sqrt{3} \sin \varphi}{9 - \sin^2 \varphi}; \quad \tau_s = \frac{6\sqrt{3}c \cos \varphi}{9 - \sin^2 \varphi} \quad (3.7)$$

Радіус кола девіаторного перерізу Мізеса-Шлейхера-Боткіна приймається рівним середньоарифметичному значенню мінімальної та максимальної відстаней від вершин піраміди, що зображує умову Кулона-Мора, до точки перетину гідростатичної осі з девіаторною площиною (рис. 3.2).

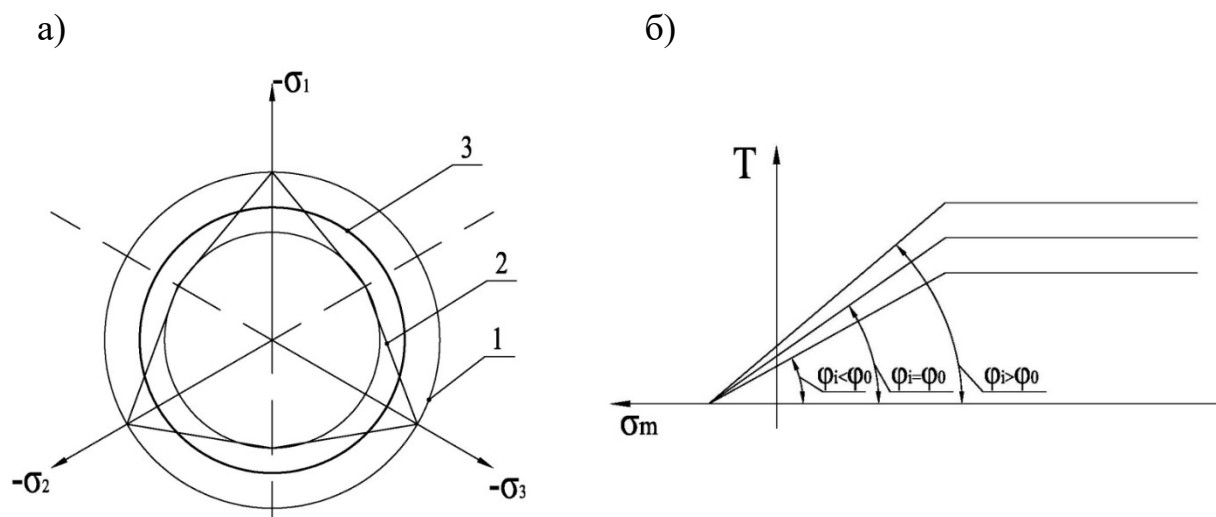


Рис. 3.2 Девіаторний (а) та меридіональний (б) переріз поверхні пластичності: 1 – критерій Мізеса – Шлейхера - Боткіна, 2 – критерій Кулона - Мора, 3 –модифікований критерій

Узгодження виконується з використанням залежності критерію граничного стану від параметру Лоде-Надаї μ_σ . Кожному значенню параметра μ_σ відповідає відповідна конічна гранична поверхня.

Ще однією особливістю модифікації є врахування того факту, що починаючи з деякого рівня всебічного обтиснення, ґрунт деформується подібно суцільному пружно-пластичному середовищу. Граничний рівень інтенсивності дотичних напружень T не залежить від гідростатичного тиску σ_m . Непружні зміни об'єму не спостерігаються. При відповідному співвідношенні $\sigma_m < P_0$ конічна поверхня навантажень змінюється циліндричною. Циліндрична поверхня використовується для опису такого типу граничного стану ґрунту, коли процес переупаковки частинок майже завершився і деформування дисперсного середовища стає подібним до роботи суцільного пружно-пластичного середовища.

Для вирішення задач нелінійного деформування ґрунту використовується дилатансійна умова проф. В.М. Ніколаєвського [54]:

$$d\varepsilon^p = \Lambda(\chi, \sigma_m) d\gamma^p, \quad (3.8)$$

де $d\varepsilon^p$ – приріст об'ємної пластичної деформації, Λ – коефіцієнт дилатансії, χ – параметр зміцнення, $d\gamma^p$ – приріст інтенсивності пластичних деформацій зсуву.

Коефіцієнт дилатансії залежить від залишкової щільності ρ і гідростатичного

напруження σ_m . Коефіцієнт дилатансії Λ визначається в залежності від значень щільності ρ_i та критичної щільності ґрунту ρ_{cr} виражається співвідношеннями:

$$\Lambda = \begin{cases} -\sqrt{1 - \left(\frac{\rho}{\rho_{cr}}\right)^2} & \text{при } \rho_i \leq \rho_{cr} \\ \sqrt{1 - \left(\frac{\rho_{cr}}{\rho}\right)^2} & \text{при } \rho_i > \rho_{cr} \end{cases} \quad (3.9)$$

В залежності від співвідношень щільностей ρ_i та ρ_{cr} , коефіцієнт дилатансії може бути додатнім (при $\rho_i > \rho_{cr}$), що відповідає явищу дилатансії (розрихлення), рівним нулю, (при $\rho_i = \rho_{cr}$) – досягнення критичної щільності та від’ємним (при $\rho_i < \rho_{cr}$), визначає контрактансію (ущільнення).

Кут внутрішнього тертя φ також є змінним:

$$\varphi_i = \varphi_0 + \arcsin \Lambda, \quad (3.10)$$

де φ_0 - кут внутрішнього тертя при досягненні критичної щільності ρ_{cr} .

У дилатансійній теорії професора В. М. Ніколаєвського моделюється зміна параметрів: щільності ρ та кута внутрішнього тертя φ залежно від коефіцієнта дилатансії Λ у процесі деформування ґрунтів, що графічно зображено на рис. 3.2. Співвідношення (3.9) та (3.10) забезпечують зменшення значення φ_i у випадку дилатансії із мінімальним значенням при досягненні критичної щільності та збільшення по мірі контрактансії. Параметром зміцнення є залишкова щільність ρ або об’ємна пластична деформація ε^p .

Дилатансійна теорія професора В.Н. Ніколаєвського у частині врахування залежності рівня критичної щільності ρ_{cr} від гідростатичного тиску σ_m доповнена професором І.П. Бойком наступними співвідношеннями:

$$\begin{aligned} \rho_{cr i} &= \rho_{cr 0} & \text{при } \sigma_m > 0 \\ \rho_{cr i} &= -\frac{2(\rho_{cr max} - \rho_{cr 0})}{P_0^3} \sigma_m^3 + \frac{3(\rho_{cr max} - \rho_{cr 0})}{P_0^2} \sigma_m^2 + \rho_{cr 0} & \text{при } P_0 \leq \sigma_m \leq 0 \\ \rho_{cr i} &= \rho_{cr max} & \text{при } \sigma_m < P_0 \end{aligned} \quad (3.11)$$

де $\rho_{cr i}$ – поточна критична щільність, $\rho_{cr 0}$ – критична щільність при відсутності всебічного обтиснення, $\rho_{cr max}$ – максимальна критична щільність для даного ґрунту, P_0 – параметр ґрунту, що визначає рівень гідростатичного тиску, за якого

відбувається перехід від конічної поверхні до циліндричної.

Залежність (3.11) пов'язує збільшення критичної щільності $\rho_{cr i}$ із зростанням гідростатичного тиску σ_m , а також враховує, що при досягненні рівня всебічного обтиснення $\sigma_m = P_0$ пластичні зміни об'єму практично не спостерігаються. Ці залежності також більш повно описують процеси пружно-пластичного деформування ґрунту, що знаходиться у критичному стані за рахунок врахування непружних деформацій ґрунту, обумовлені тим, що величина критичної щільності $\rho_{cr i}$ змінна внаслідок перерозподілу гідростатичного тиску σ_m у досліджуваній області. Ґрунт, що продилатував, отримує можливість подальшого розрихлення при зменшенні гідростатичного тиску або ущільнення при збільшенні σ_m до величини P_0 .

3.2 Ідентифікація параметрів ґрунтового середовища для числового моделювання роботи одиночної палі

Експериментальні випробування дослідних паль дають можливість отримати найбільш достовірну інформацію про закономірності роботи палі в ґрунті, проте основним недоліком таких методик є трудомісткість та вартість реалізації. Тому було здійснено спробу ідентифікувати параметри ґрунтового середовища для можливості подальшого визначення несучої здатності палі за даними числового моделювання. Для цього було реалізовано числове моделювання випробування натурної палі статичним вдавлюючим навантаженням у програмному комплексі «Midas GTS NX» з використанням об'ємних скінченних елементів, що моделюють ґрунтове середовище та палю. В якості еталону було використано результати натурних випробувань паль [93].

3.2.1. Результати випробування натурних паль, як еталон для ідентифікації параметрів моделі ґрунтового середовища. В геологічній будові майданчика до розвіданої глибини 40,0 м, приймають участь: з поверхні території

– сучасні насипні відклади, алювіально-озерні та алювіальні відклади, які підстеляються бучакським та канівським пісками (Додаток А). На майданчику було виконано статичне випробування натурних паль діаметром 620 мм довжиною 23 м. Несучим шаром бурюін'єкційних паль є ІГЕ-15 (пісок дрібний) [80] (Додаток Б). Навантаження на дослідні палі було доведено до $p = 2827,4$ кН для БП-1 та до $p = 2513,3$ кН для БП-2, при цьому їх осідання склало відповідно 28,77 мм та 32,41 мм (Додаток В).

Згідно діючих норм [88] несуча здатність паль за результатами натурних випробувань була визначена за формулою (1.7). Для цього за результатами статичного випробування було обрано навантаження $F_{u,n}$, що відповідає величині осідання S , яке було визначено за формулою (1.8) залежно від граничного значення середнього осідання фундаменту будинку $S_{u,mt} = 15$ см згідно норм [86]:

$$S = 0.2 \cdot 150 = 30 \text{ (мм)}.$$

Відповідно, нормативне значення граничного опору дослідних паль склало: $F_{u,n} = 2827.4$ кН (для БП-1) і $F_{u,n} = 2443.3$ кН (для БП-2). Тоді несуча здатність паль (1.7) буде:

$$F_d = \frac{1.00 \cdot 2827.4}{1.00} = 2827,4 \text{ (кН) для БП-1}$$

$$F_d = \frac{1.00 \cdot 2443.3}{1.00} = 2443.3 \text{ (кН) для БП-2}$$

Допустиме навантаження на палю в цьому випадку складас [86]:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{2827,4}{1,2} = 2356,17 \text{ (кН) для БП-1}$$

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{2443,3}{1,2} = 2036,08 \text{ (кН) для БП-2}$$

де γ_k – коеф. надійності, для статичних випробувань $\gamma_k = 1,2$.

3.2.2. Інженерний розрахунок несучої здатності палі. Для попередньої оцінки величини несучої здатності палі по ґрунту було виконано розрахунок аналітичним способом. Несуча здатність була визначена для бурюін'єкційних паль

діаметром 420 мм, 620 мм та 820 мм довжиною 12 м, 15 м 18 м та 23 м.

Для палі довжиною 12 м несучим шаром виступає ІГЕ-13б, для $L = 15$ м та $L = 18$ м – ІГЕ-14б, для $L = 23$ м – ІГЕ-15 (рис.3.3). Результати розрахунку наведено у таблиці 3.1.

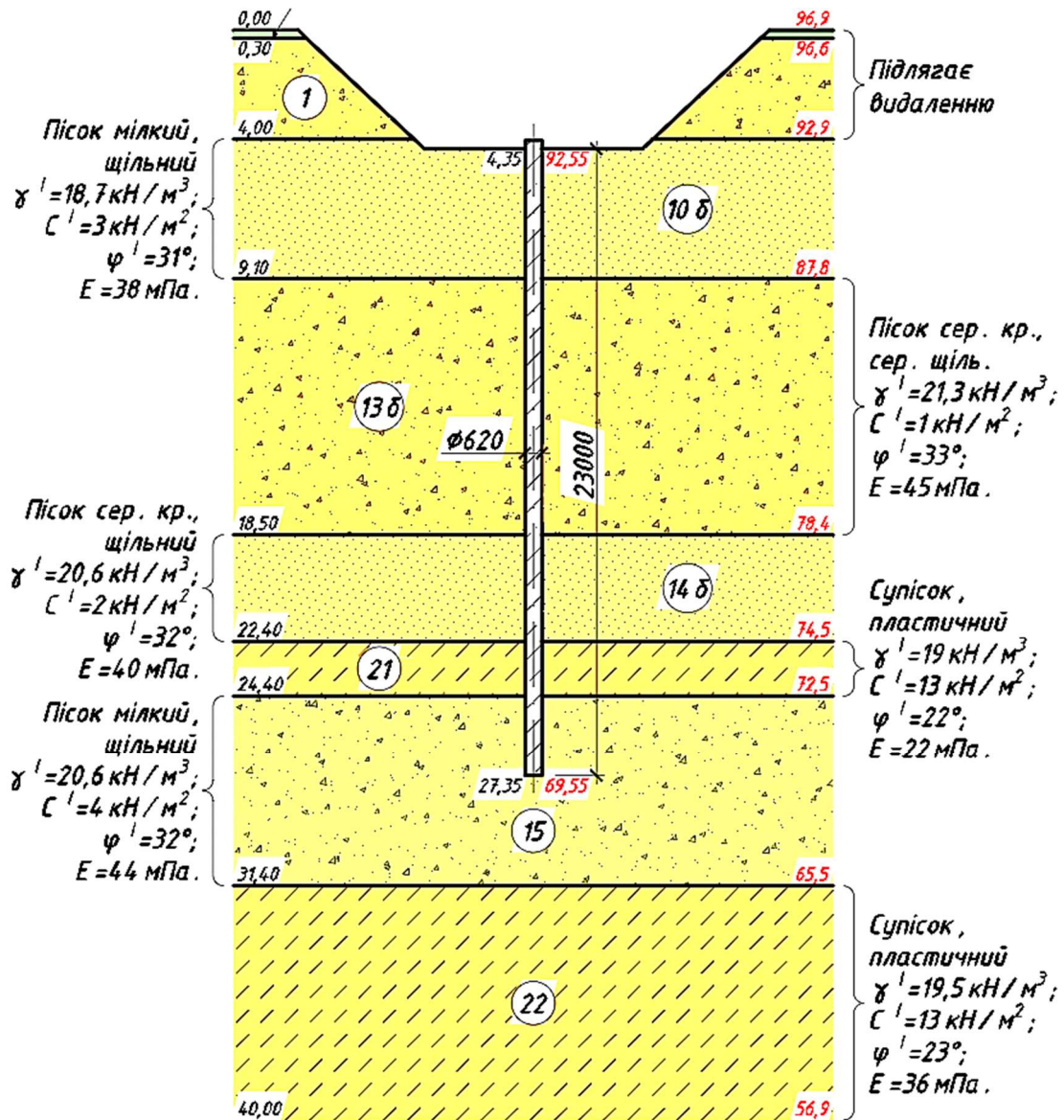


Рис. 3.3 Посадка палі геологію

Таким чином, очікувана несуча здатність (1.1) буровін'єкційної палі діаметром $\varnothing 620$ мм і довжиною $L = 23$ м склала $F_d = 3913,10$ кН (табл.3.1). Тоді допустиме розрахункове навантаження на палю в цьому випадку складає [86]:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{3913,1}{1,4} = 2795,07 \text{ (кН)}$$

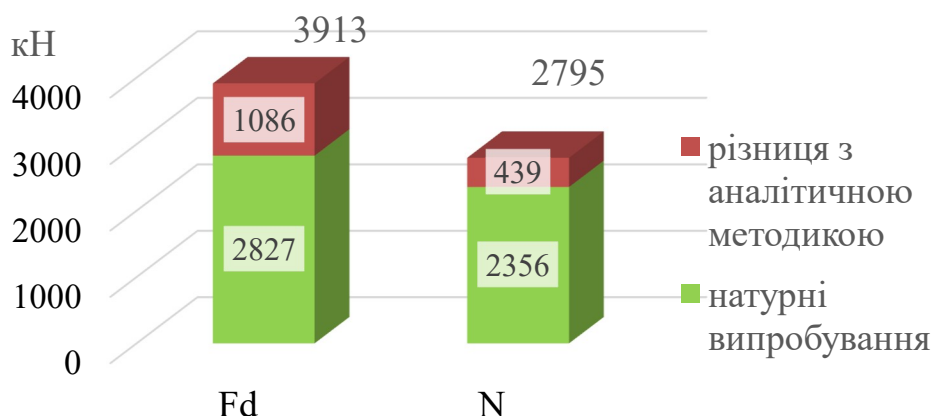
де γ_k – коеф. надійності, для аналітичного розрахунку $\gamma_k = 1,4$.

Таблиця 3.1.

Несуча здатність буроін'єкційних паль за аналітичною методикою.

довжина палі	несуча здатність по бічній поверхні, Fdf, кН			розрахунковий опір під вістрям, R, кПа			несуча здатність під вістрям, Fdr, кН			несуча здатність палі по ґрунту, Fd, кН		
	діаметр палі, мм											
	Ø420	Ø620	Ø820	Ø420	Ø620	Ø820	Ø420	Ø620	Ø820	Ø420	Ø620	Ø820
L=12 м	831	1227	1623	3729	3768	3861	516	1137	2038	1348	2364	3661
L=15 м	1079	1593	2107	3813	3846	3965	528	1160	2093	1607	2754	4200
L=18 м	1282	1892	2502	4456	4489	4623	617	1355	2440	1899	3247	4943
L=23 м	1533	2263	2993	5436	5468	5501	753	1650	2904	2286	3913	5897

Порівнюючи результати аналітичних розрахунків з натурними випробуваннями, можна стверджувати про завищення на 40% величини несучої здатності палі по ґрунту F_d , визначеною за формулою норм (рис.3.4).



методика визначення	F_d , кН (різниця, %)	N , кН (різниця, %)
натурні випробування	2827 (-)	2356 (-)
аналітичний розрахунок	3913 (+40%)	2795 (+20%)

Рис. 3.4 Несуча здатність палі по ґрунту F_d та розрахункове навантаження на палю N за даними статичних випробувань і аналітичною методикою розрахунку.

Розрахункове визначення граничного значення навантаження на одиночну палю за інженерним методом передбачає алгебраїчне підсумовування значень граничного опору ґрунтів на бічній поверхні палі та під її підшвою, які на цих

ділянках реалізуються при різних переміщеннях палі під навантаженням. Тому такий підхід не завжди сприяє підвищенню надійності проектних рішень конструкцій палових фундаментів.

3.2.3. Числове моделювання експериментальних даних випробування натурної палі. Засобами ПК «Midas GTS NX» було реалізовано числове моделювання натурних випробувань палі статичним навантаженням. При цьому геологічні умови майданчика (рис. 3.5) було задано у відповідності з матеріалами інженерно-геологічних вишукувань [80].

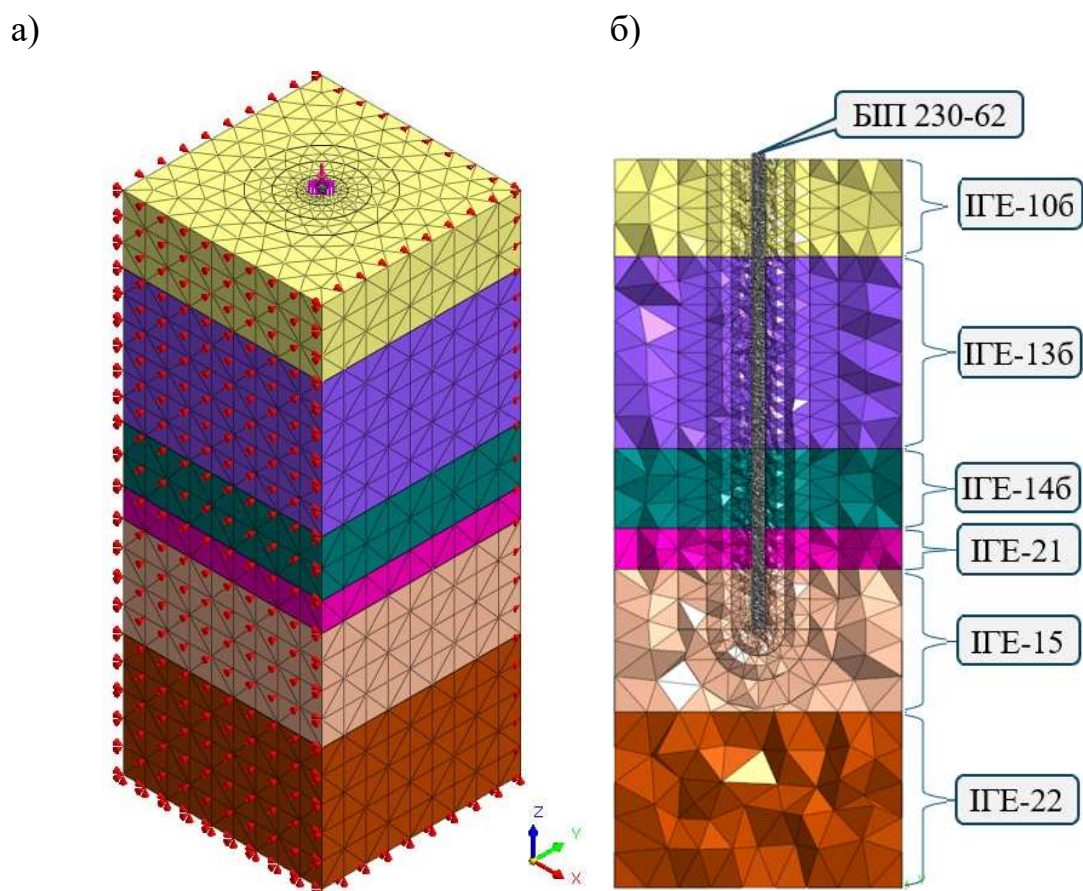


Рис. 3.5 Скінчено-елементна модель для числового моделювання засобами ПК «Midas GTS NX» роботи палі в ґрунті при статичному випробуванні натурної палі: а – прямокутна ізометрія; б - розріз.

Геологічна будова майданчика випробувань під час числового моделювання розглядалася у відповідності із геологічним розрізом (Додаток А) і моделювалася об'ємними тривимірними скінченими елементами (СЕ). Розміри "вирізаної"

частини ґрунтового масиву (рис. 3.5-а) та крупність сітки скінчених елементів підбирались дослідним шляхом таким чином, щоб мінімізувати вплив від зміни цих факторів на результат розрахунків та при цьому найбільш точно врахувати особливості взаємодії палі з навколишнім ґрунтом.

Було прийнято розмір блоку ґрунту $14\text{ м} \times 14\text{ м} \times 36\text{ м}$ зі змінною тріангуляцією, що поступово укрупнюється з віддаленням від стовбура палі: застосовано тріангуляцію сітки для стовбура палі - 0,1 м; для ґрунту навколо палі в межах 1 м тріангуляція зростає в діапазоні 0,1 ... 0,4 м; наступні 1,2 м змінюється в діапазоні 0,4 ... 0,8 м; наступні 1,4 м зростає в межах 0,8 ... 1,2 м; для крайових зон ґрунтового масиву - 1,6 м.

Граничні умови на обмежуючих площинах блоку ґрунтового масиву приймалися з такою умовою, щоб можна було горизонтальні переміщення і осідання вважати досить малими, щоб закріпити точки ґрунтової основи на цих площинах вздовж осей X і Y .

Знизу розрахункова модель обмежується площиною, яка закріплена від вертикальних переміщень, таким чином, вважається, що на цій глибині вертикальними переміщеннями ґрунту можна знехтувати.

Постановки задач враховували стадійність прикладання навантаження на палю під час числового моделювання натурного випробування палі статичним навантаженням. Для коректного накопичення напружено-деформованого стану ґрунтового середовища було враховано еволюцію навантажень на ґрунт та етапність реалізації випробування палі.

Нелінійні розрахунки виконувалися із застосуванням крокового методу при відносно малих приростах навантаження – для кожної ступені навантаження на палю було застосовано 20 кроків.

Внаслідок ідентифікації параметрів моделі ґрунтового середовища, було досягнуто достатньої збіжності результатів числового моделювання із даними натурних випробувань палі на майданчику – відхилення значень вертикальних переміщень палі внаслідок прикладеної відповідної ступені навантаження не перевищувала 1 мм, що для різних етапів навантаження складало 5...10% (рис.3.6).

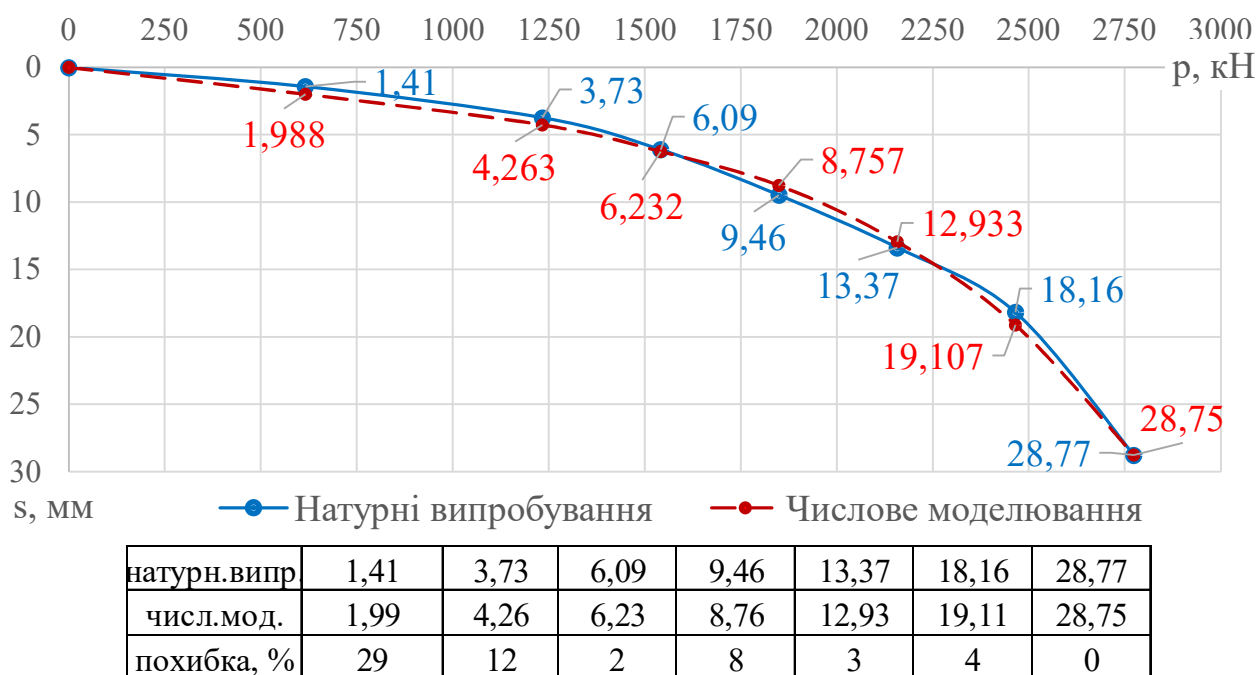
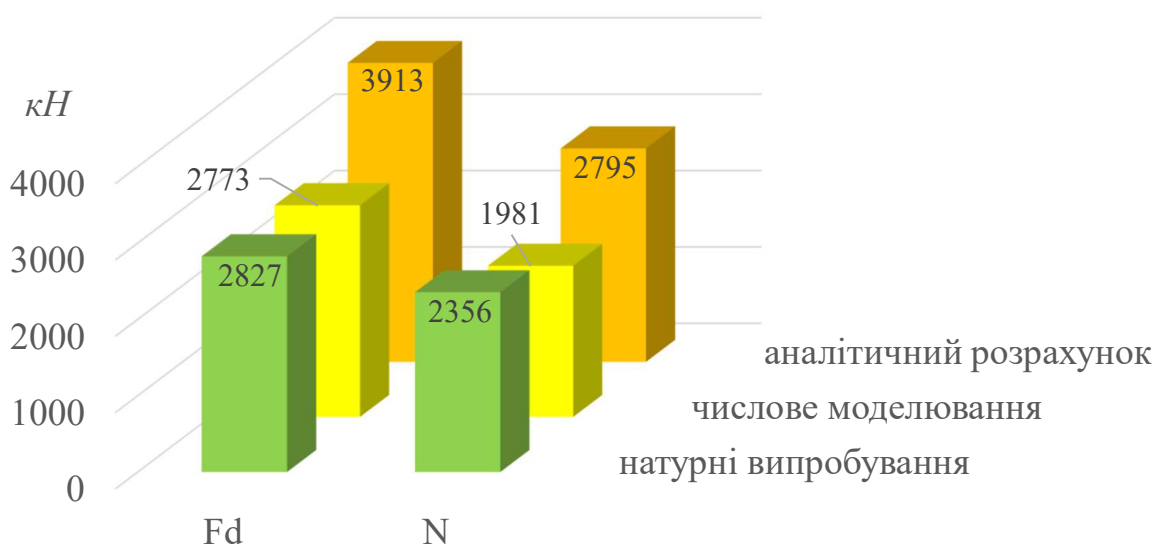


Рис. 3.6 Графік $S = f(p)$ за даними натурних випробувань палі та результатами числового моделювання випробування

3.2.3. Аналіз результатів числового моделювання для визначення несучої здатності палі по ґрунту. Аналіз різних методик визначення несучої здатності палі по ґрунту (рис.3.7) показав, що числове моделювання з використанням ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища для модифікованої моделі Кулона-Мора дозволяє спрогнозувати значення несучої здатності палі по ґрунту із достатньо високою точністю, порівняно із аналітичним способом розрахунку F_d .

Порівняння результатів визначення несучої здатності палі $\varnothing 620$ мм $L = 23$ м за різними методиками виявило, що похибка для величини F_d за даними числового моделювання не перевищує 5% в порівнянні із даними натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням. В той же час для заданих ґрунтових умов і заданих геометричних параметрів палі аналітична методика дала завищений на 40% результат розрахунку F_d .

З врахуванням коефіцієнтів надійності для відповідних методик розрахункове значення допустимого навантаження на палю N за аналітичним розрахунком за формулою норм дало завищений на 20% результат, а числове моделювання - на 15% занижене значення.



методика визначення	F_d , кН (похибка, %)	N , кН (похибка, %)
натурні випробування	2827	2356
аналітичний розрахунок	3913 (+40%)	2795 (+20%)
числове моделювання	2773 (-2%)	1981 (-15%)

Рис. 3.7 Несуча здатність палі по ґрунту F_d та розрахункове навантаження на палю N за різними методиками розрахунку.

Застосування ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища при числовому моделюванні роботи палі в ґрунті відкриває можливість дослідити закономірності зміни напружено-деформованого стану ґрунту під час взаємодії стовбура палі з оточуючим ґрунтом на всіх етапах навантажень.

3.3 Дослідження характеру роботи палі в ґрунтовому середовищі за даними числового моделювання

На рис.3.8 наведено напружено-деформований стан стовбура палі, отриманий за результатами числового моделювання випробування палі $\varnothing 620$ мм $L=23$ м статичним вдавлюючим навантаженням. Несучим шаром палі є ІГЕ-15 (пісок дрібний щільний, $E = 44$ МПа). Результати наведено для ступені навантаження $N_7 = 2800$ кН.

Осідання оголовка палі склало 28 мм (рис.3.8-а), при цьому очікуване за даними числового моделювання вертикальне переміщення підшви палі складає 22 мм. Зафіксовано різницю осідання оголовка та підшви палі в межах 6 мм. Тоді відносні деформації стовбура палі стиску склали $\varepsilon_{c1} = 0,00027$, що не перевищує величини граничної відносної деформації бетону при стиску $\varepsilon_{cu1} = 0,00344$.

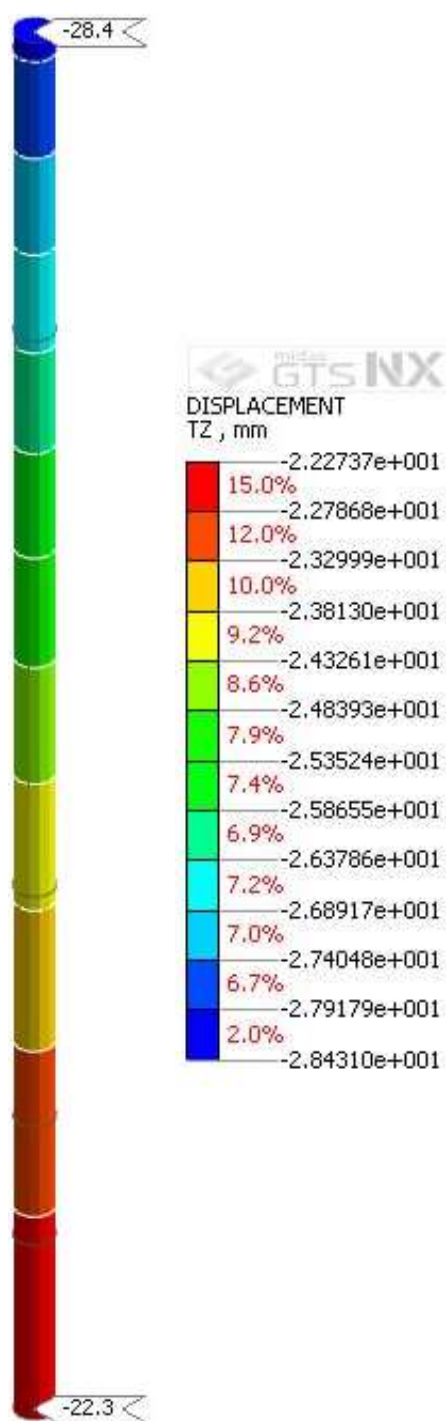
Епюра поздовжніх зусиль (рис.3.8-б) ілюструє зниження величини стискаючих зусиль з $N = 2773$ кН в оголовку палі до $N = 868$ кН на рівні підшви палі, що свідчить про передачу навантаження на ґрунт через бічну поверхню палі. Для заданих ґрунтових умов і геометричних параметрів палі, через бічну поверхню палі за даними числового моделювання передається на ґрунт до 70% від загального вдавлюючого навантаження на палю (рис.3.9).

В той же час, за аналітичними розрахунками (табл.3.1) несучої здатності F_d за формулою норм для аналогічних геометричних параметрів палі та заданих ґрунтових умов складові несучої здатності палі по ґрунту мають наступний розподіл (рис.3.9):

- по бічній поверхні очікувана несуча здатність складає $F_{df} = 2263$ кН, що відповідає 60% від загальної величини F_d ;
- несуча здатність під підшвою палі складає $F_{dR} = 1650$ кН, що відповідає 40% від загальної величини F_d .

За результатами числового моделювання можна відслідкувати еволюцію формування ядра ущільненого ґрунту під підшвою палі. На рис.3.10 (детальніше див. Додаток Д) зображено вертикальні переміщення в ґрунтовому масиві в зоні підшви палі. Можна зробити висновок, що до 5-ї ступені навантаження на палю включно, приріст деформації під підшвою палі знаходився в межах 1...2 мм. Починаючи з 6-ї ступені ($N_6 = 2500$ кН) спостерігається принципова зміна характеру поведінки ґрунту під вдавлюючим навантаженням, при цьому приріст деформації на наступних стадіях навантаження палі складає 6...7 мм, що свідчить про руйнування структури ґрунту та виникнення пластичної складової деформацій.

a)



б)

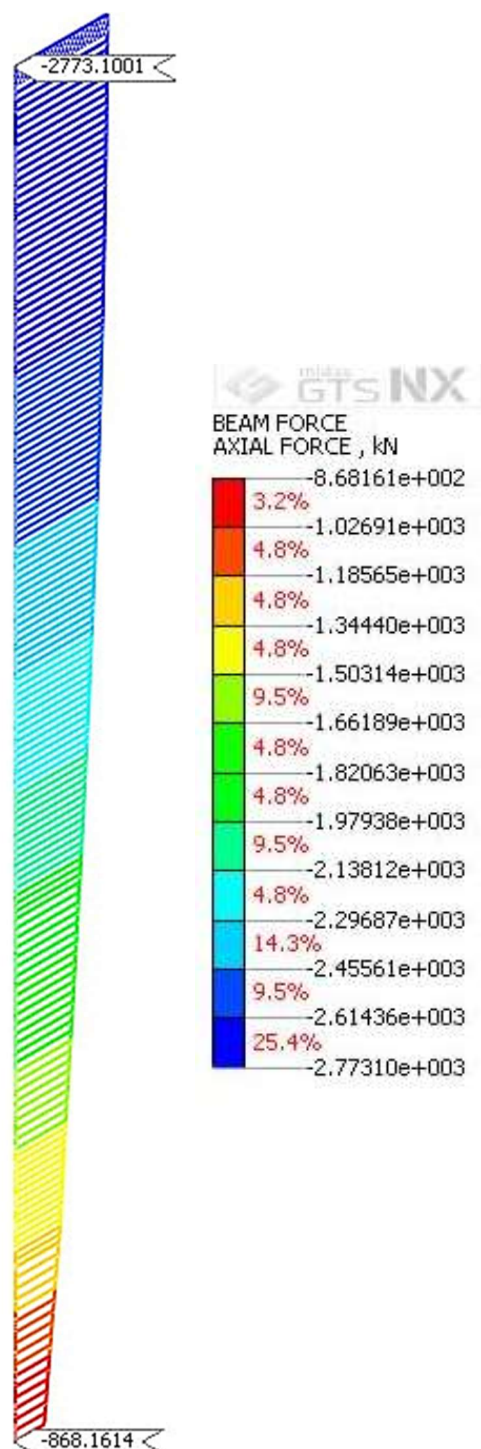
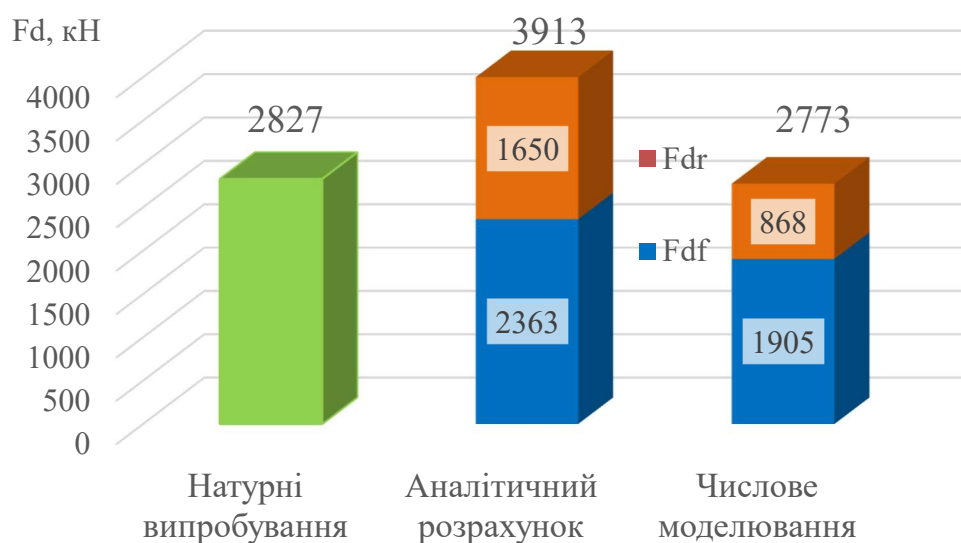


Рис. 3.8 Результати числового моделювання випробування натурної палі $\varnothing 620$ мм $L = 23$ м статичним вдавлюючим навантаженням (результати наведено для ступені навантаження $N_7 = 2800$ кН): а – вертикальні переміщення палі, s , мм; б – поздовжнє зусилля в палі, N , кН.



методика визначення	F_{df} , кН	F_{dr} , кН	F_d , кН
натурні випробування	-	-	2827
аналітичний розрахунок	2263 (60%)	1650 (40%)	3913
числове моделювання	1905 (70%)	868 (30%)	2773

Рис. 3.9 Вклад складових F_{df} та F_{dr} в загальне значення несучої здатності палі по ґрунту F_d за даними різних методик розрахунку.

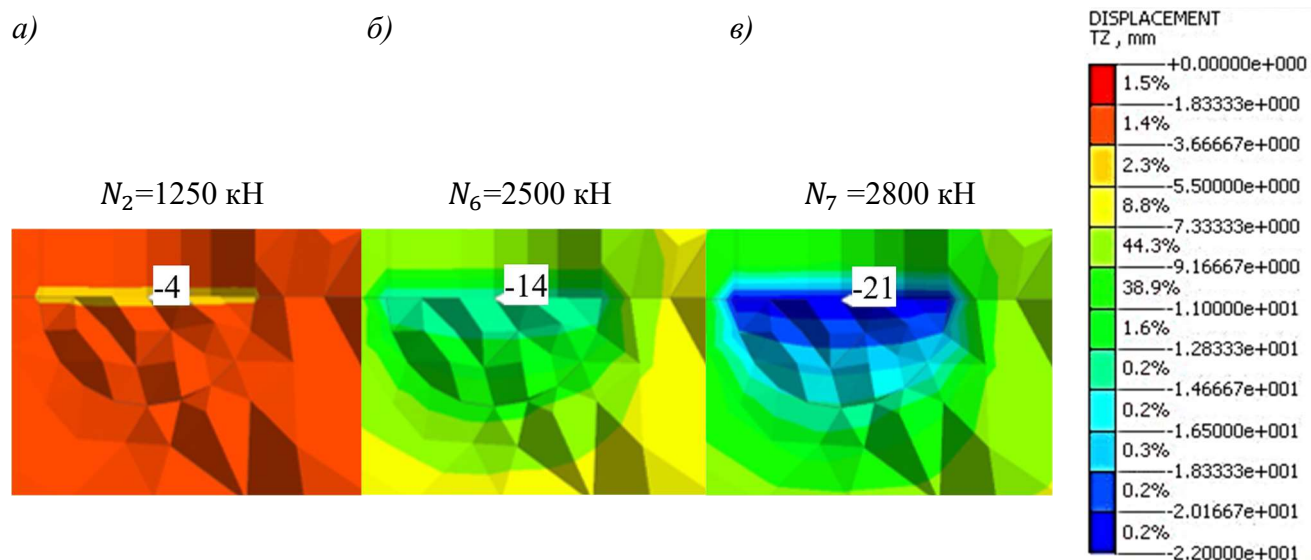


Рис. 3.10 Деформації осідання ґрунтового масиву під підшоною палі, s , мм:
 а - ступінь навантаження $N_2=1250$ кН; б - навантаження $N_6=2500$ кН; в - $N_7=2800$ кН.

Цю тенденцію підтверджує ілюстрація еволюції напруженого стану ґрунтового масиву (рис.3.11, детальніше див. Додаток Е), а саме ізополя вертикальних напружень в ґрунті. Для етапів навантаження, що відповідають

ступені $N_5 = 2200$ кН спостерігається поява та розвиток зон-концентраторів напружень під підшоною палі. Також на цьому етапі характерна поява зон зменшення величини вертикальних напружень в нижній частині бічної поверхні палі, що свідчить про перевищення несучої здатності ґрунту в цих зонах.

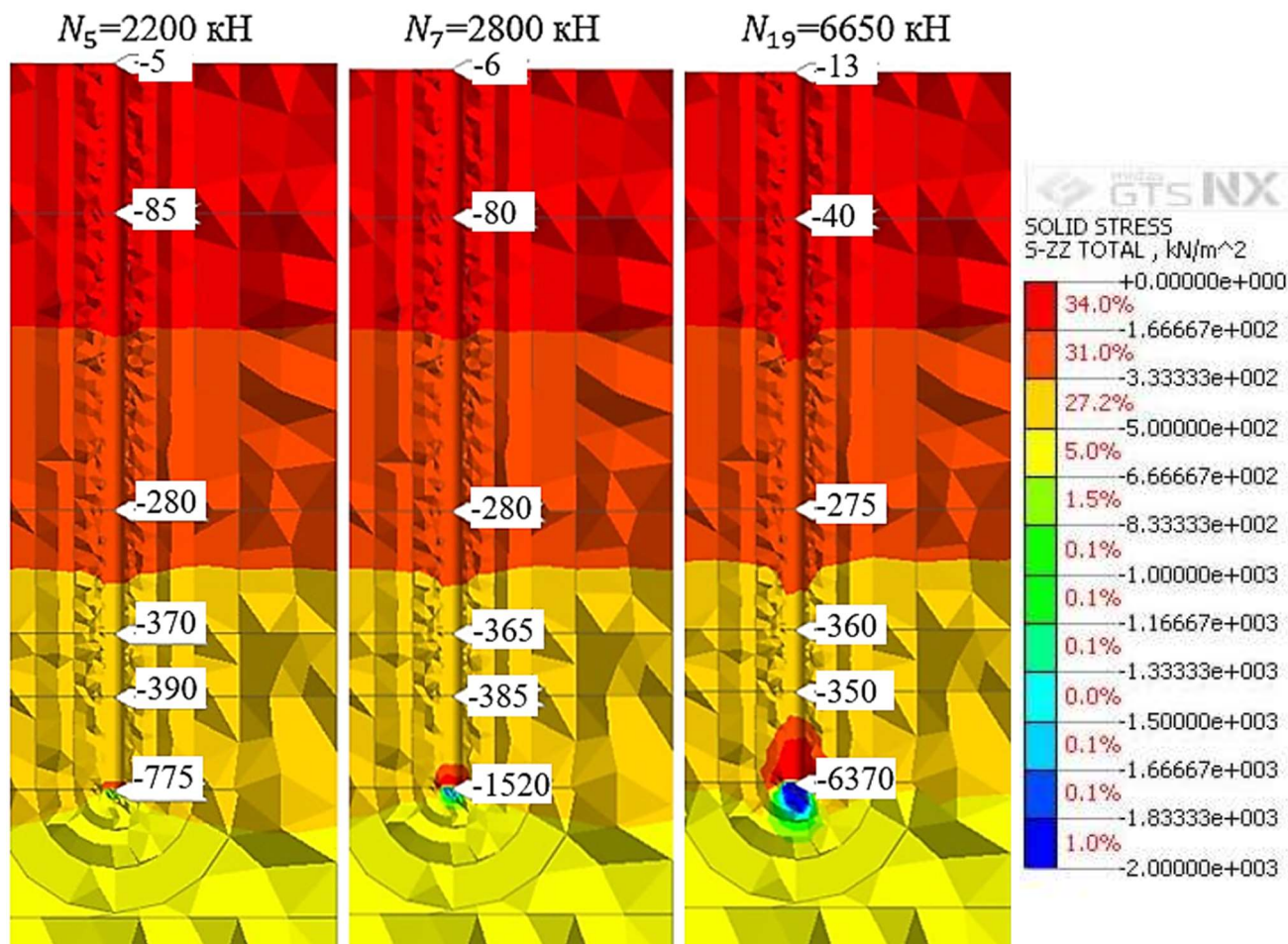


Рис. 3.11 Вертикальні напруження в ґрунті, σ_z , кПа, ступені навантаження на палю N_5 , N_7 , N_{19} .

Можна прослідкувати розвиток вертикальних переміщень ґрунтового масиву навколо палі (Додаток Г), також осідання стовбура палі в ґрунтовому масиві на різних етапах навантаження (рис.3.12, Додаток Ж).

На ступенях навантаження $N_1 = 650$ кН ... $N_4 = 1900$ кН можна стверджувати про роботу палі по бічній поверхні. Починаючи із ступені $N_5 = 2200$ кН і на наступних етапах навантаження (Додаток Г) можна спостерігати за розвитком деформацій під нижньою частиною палі, що свідчить про включення в роботу підшови палі.

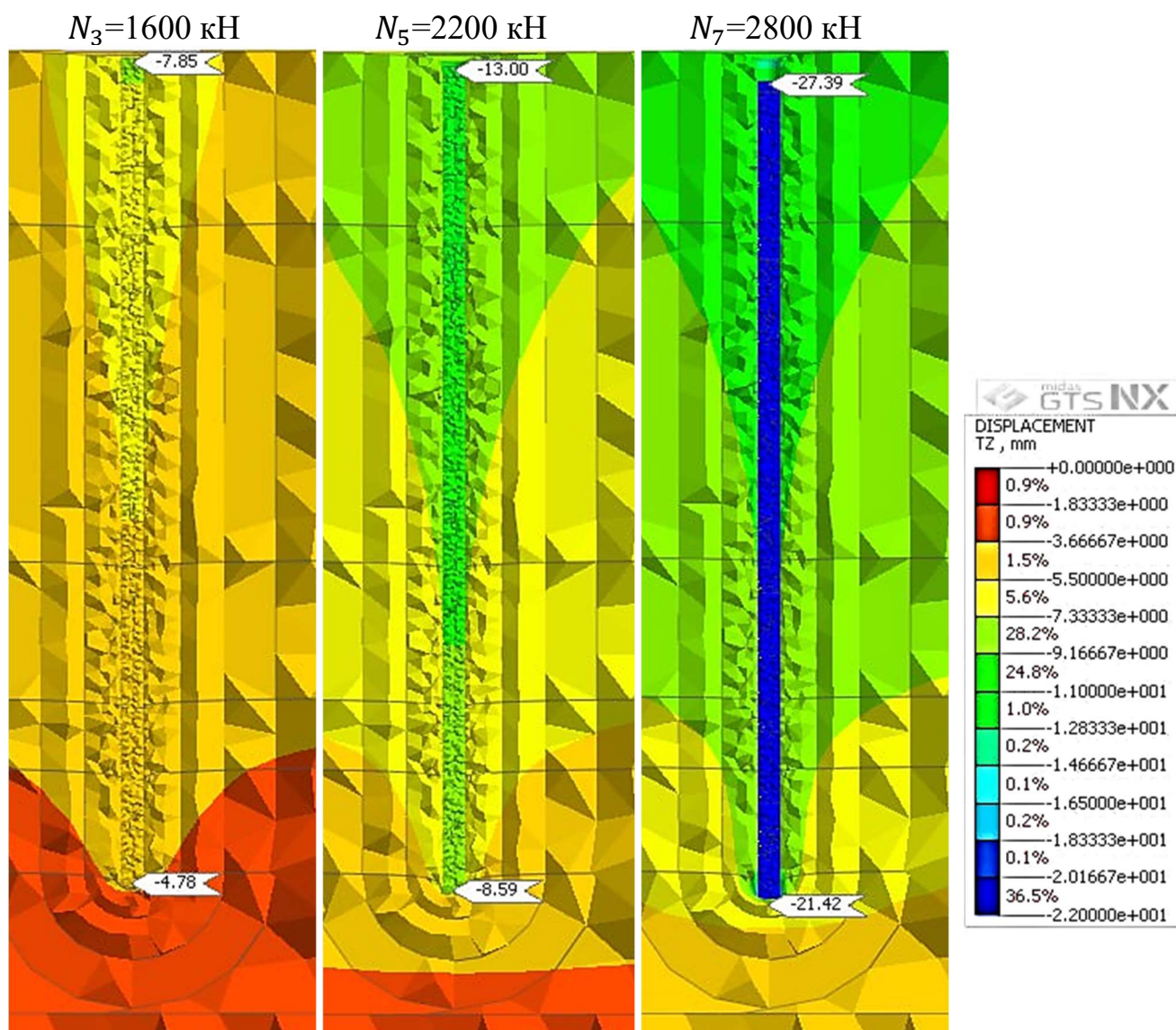


Рис. 3.12 Вертикальні переміщення палі в ґрунтовому масиві, s , мм

Для співставлення вертикальних переміщень палі та оточуючого її ґрунтового масиву на рис.3.12. (детальніше. Додаток Ж) наведено ізополі осідання відповідних елементів системи. На ступенях навантаження на палю $N_1 = 65$ т ... $N_4 = 190$ т за даними числового моделювання осідання палі відповідають вертикальним переміщенням оточуючого її по бічній поверхні ґрунту. Для ступені $N_5 = 220$ т характерна поява різниці між деформаціями стовбура палі та ґрунту, що знаходиться в контакті з її бічною поверхнею. Наступні ступені навантаження на палю спричиняють збільшення різниці між осіданням стовбура палі та ґрунту вздовж її бічної поверхні, що свідчить про вичерпання несучої здатності по бічній поверхні та включення в роботу підшви палі.

Для ступені навантаження $N_7 = 2800$ кН, яка відповідає прийнятому значенню F_d за результатами натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням, можна побачити, що вертикальні переміщення ґрунту вздовж стовбура палі значно менші за відповідні значення для стовбура палі, і тільки під подошвою палі величини осідання палі та ґрунтового масиву ідентичні (однакові).

На рис.3.13-а (детальніше див. Додаток К) наведено ізополя дотичних напружень в ґрунтовому масиві для різних ступеней вдавлюючого навантаження на палю за даними числового моделювання. Можна констатувати, що для початкової стадії випробування палі (ступінь навантаження на палю $N_1=650$ кН) спостерігається формування зони в нижній частині палі зі значеннями дотичних напружень в діапазоні 8...10 кПа, при цьому вздовж решти стовбура палі значення τ_z не перевищують 7 кПа.

Для ступені навантаження $N_7=2800$ кН, яка відповідає значенню несучої здатності палі за результатами натурних випробувань, можна зробити висновок про розповсюдження зони збільшених значень дотичних напружень вздовж стовбура палі від подошви вгору. Розростання зони дотичних напружень на цьому етапі навантажень відбувається до $\frac{3}{4}$ довжини палі. При цьому в нижній частині палі значення дотичних напружень сягають 45 кПа.

На графіку $\tau_z = f(z)$ (рис. 3.13-б) можна відслідкувати тенденцію розростання зони збільшених значень дотичних напружень зі збільшенням навантаження на палю. На початковому етапі випробування (ступінь навантаження $N_1=650$ кН) дотичні напруження в оточуючому палю ґрунтовому масиві мають сталі значення вздовж стовбура палі, лише під подошвою палі зафіксовано зростання τ_z до 10 кПа.

Для ступені навантаження $N_3=1600$ кН дотичні напруження в оточуючому палю ґрунтовому масиві мають наступний характер розподілу: вздовж верхньої $\frac{2}{3}$ стовбура палі дотичні напруження поступово збільшуються від 5 кПа до 25 кПа; в нижній третині стовбура палі формується зона зі сталим значенням дотичних напружень біля 25 кПа; під нижньою частиною палі зафіксовано зростання τ_z від 25 кПа до 30 кПа.

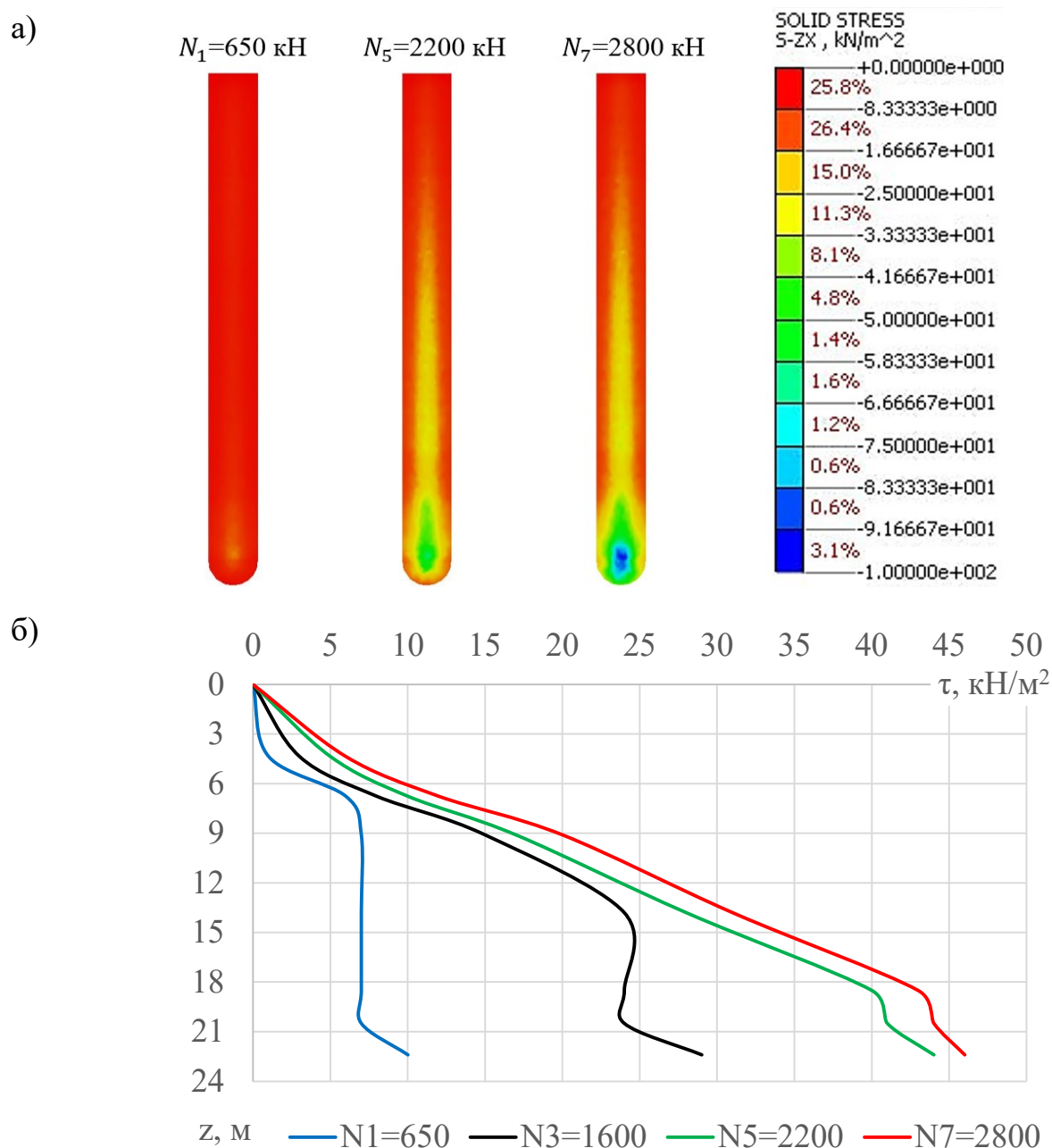


Рис. 3.13 Дотичні напруження в ґрунті навколо стовбура палі, τ_z , кПа: а – ізополя; б – графік зміни напружень з глибиною.

Для ступені навантаження $N_7=2800$ кН, яка відповідає значенню несучої здатності палі за результатами натурних випробувань, можна побачити поступове збільшення дотичних напружень в ґрунтовому масиві вздовж стовбура палі, при цьому у верхній 1/3 значення знаходяться в діапазоні 5...15 кПа, в нижній 2/3 висоти стовбура 15...40 кПа, під нижньою частиною палі формується ядро зі значеннями τ_z в діапазоні 40...45 кПа.

Такий характер розподілу дотичних напружень в ґрунті підтверджує роботу

палі по бічній поверхні на початкових ступенях навантаження, з наступним вичерпанням опору ґрунту по бічній поверхні та включенням ґрунту під підошвою палі в активну роботу. Для стадій навантаження $N_7=2800$ кН характерна фаза роботи палі за рахунок сил опору під нижньою частиною палі.

3.4 Несуча здатність палі за даними моделювання

З використанням ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища з'явилася можливість визначити несучу здатність паль з різними геометричними параметрами за даними числового моделювання взаємодії палі з оточуючим ґрунтом.

Результати числового моделювання натурного випробування (рис. 3.14, 3.15) дозволяють обрати величину несучої здатності бурової палі в піщаних ґрунтах з різними геометричними параметрами. За нормативне значення граничного опору палі $F_{u,n}$, приймають навантаження, під впливом якого дослідна паля отримала осідання, яке визначають за формулою (2.8) залежно від граничного значення середнього осідання фундаменту будинку $S_{u,mt}$ [86].

Різниця між аналітичною методикою визначення F_d та даними числового моделювання (рис.3.16) має зростаючу тенденцію із залежністю від діаметру бурових паль:

- 1) для паль діаметром 420 мм для розглянутих в дослідженні довжин $L = 12, 15, 18$ м очікувана несуча здатність палі по ґрунту, визначена аналітичним способом, має різницю із відповідною величиною за даними числового моделювання, близько 5%.
- 2) для паль діаметром 620 мм несуча здатність палі, визначена аналітичним способом, має похибку із даними числового моделювання в межах 15 ... 25%.

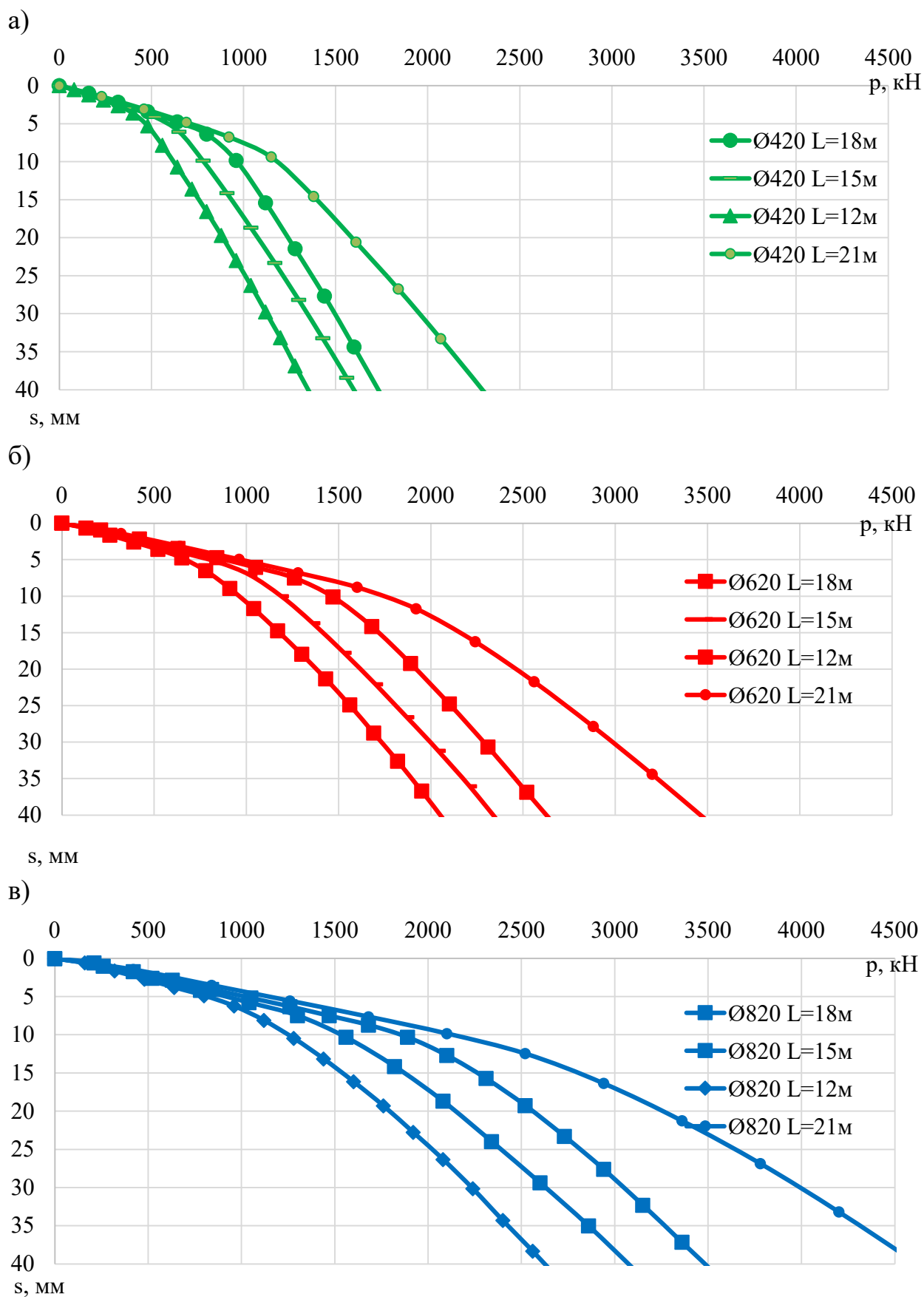
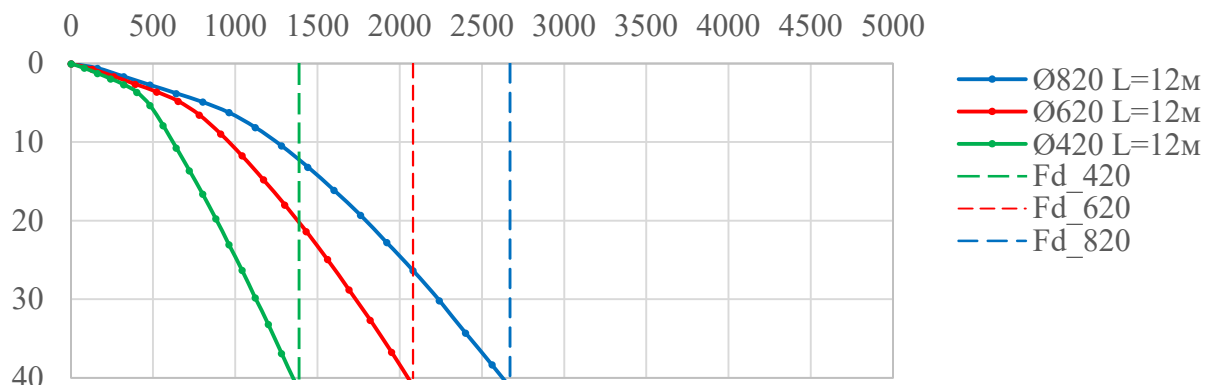
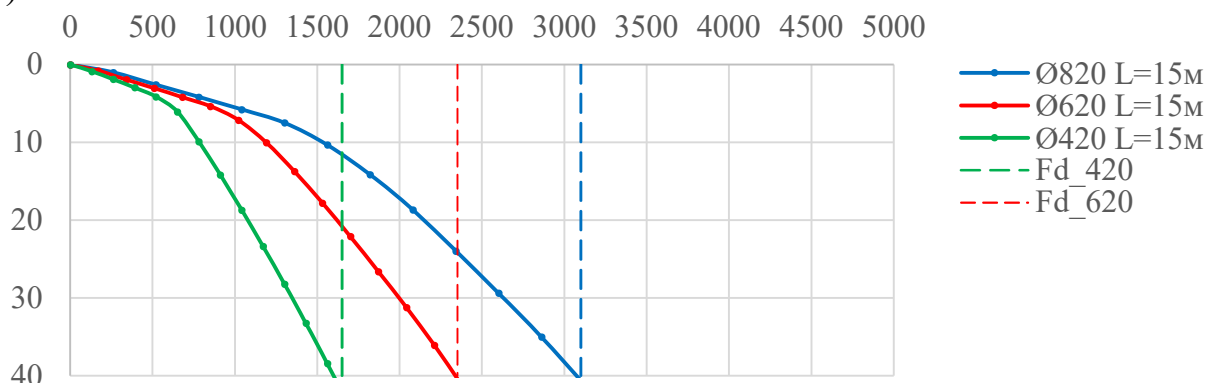
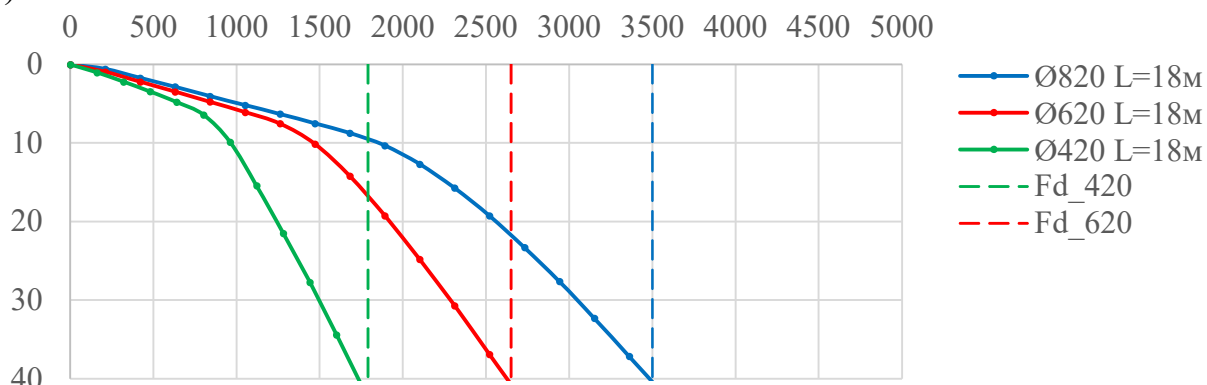
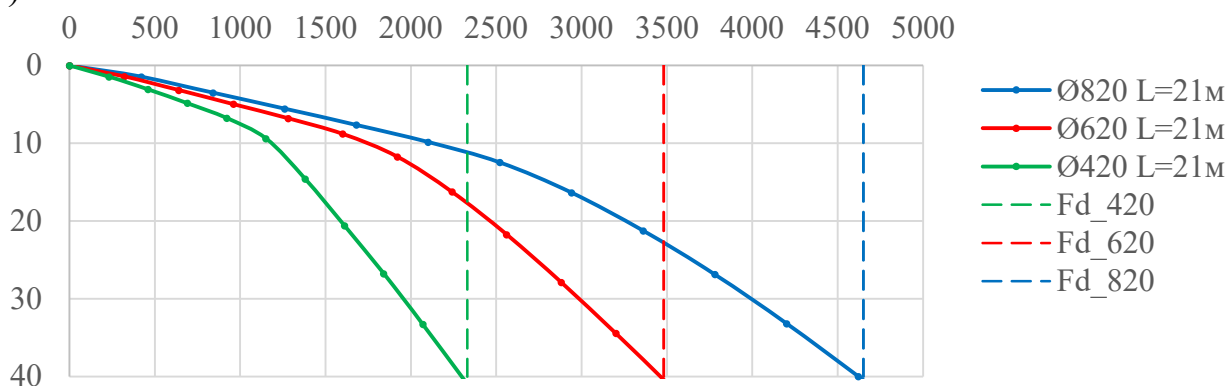


Рис. 3.14 Графік $S = f(p)$ за результатами моделювання випробування паль діаметром: а – 420 мм; б – 620 мм; в – 820 мм.

а) $L = 12$ мб) $L = 15$ мв) $L = 18$ мг) $L = 21$ мРис. 3.15 Графіки $S = f(p)$ за даними моделювання випробуванняпаль: а – $L=12$ м; б – $L=15$ м; в – $L=18$ м; г – $L=21$ м.

3) для паль діаметром 820 мм різниця для несучої здатності палі, що визначена аналітичним способом, складає 35 ... 40% порівняно із даними числового моделювання.

Для розглянутих геометричних параметрів паль ($\varnothing$ 420, 620, 820 мм, $L = 12, 15, 18, 21$ м) було визначено їх питому несучу здатність (рис.3.17).

Можна зробити висновок, що для заданих ґрунтових умов раціональним варіантом буде використання паль довжиною 18 м для розглянутих діаметрів бурових паль.

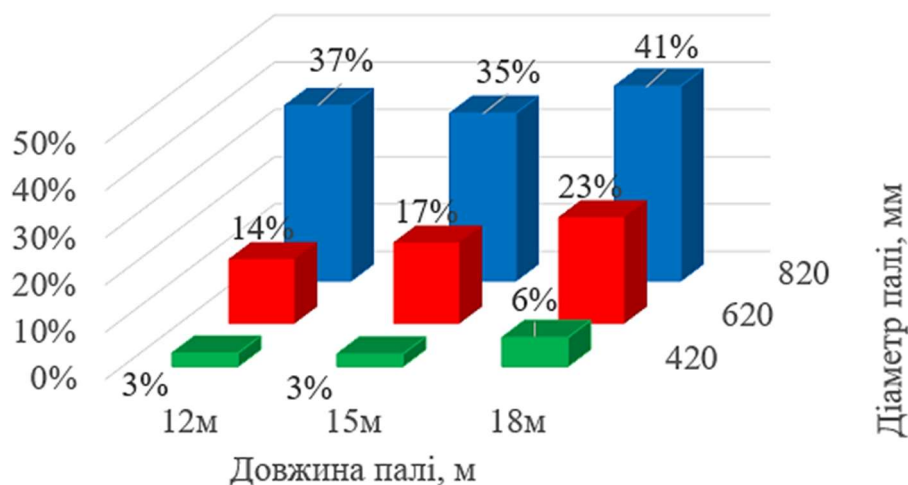


Рис. 3.16 Різниця між аналітичною методикою визначення F_d та даними моделювання статичного випробування палі

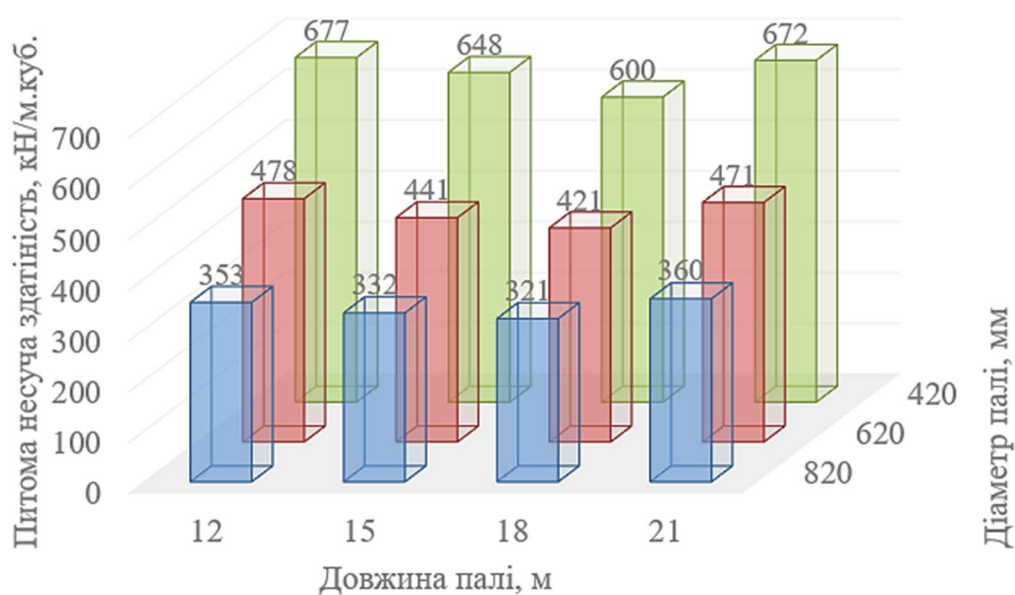


Рис. 3.17 Питома несуча здатність паль

3.5 Висновки по розділу 3

1. Реалізовано ідентифікацію параметрів математичної моделі ґрунтового середовища із достатньою збіжністю для заданих ґрунтових умов і геометричних параметрів палі: відхилення значень вертикальних переміщень палі не перевищувала 1 мм, що для різних етапів навантаження складало 5...10%.
2. Показано, що числове моделювання з використанням ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища дозволяє спрогнозувати значення несучої здатності палі по ґрунту із достатньо високою точністю, порівняно із аналітичним способом розрахунку F_d (похибка для величини F_d за даними числового моделювання не перевищує 5%).
3. Досліджено характер роботи палі в ґрунті під навантаженням. Для заданих ґрунтових умов і геометричних параметрів палі, через бічну поверхню палі за даними числового моделювання передається на ґрунт до 70% від загального вдавлюючого навантаження на палю.
4. Зафіксовано момент вичерпання несучої здатності по бічній поверхні палі на ступені випробування статичним навантаженням $N_5=2200$ кН (паля діаметром 620 мм довжиною 23 м) і включення в роботу ґрунту під подошвою палі. Це підтверджується утворенням зони підвищених вертикальних напружень на цій стадії навантаження, а також розвитком деформацій під нижньою частиною палі, що свідчить про включення в роботу подошви палі.
5. Дотичні напруження в ґрунті вздовж стовбура палі мають тенденцію утворення зони із підвищеними значеннями в нижній частині палі на початкових етапах навантаження, з наступним розростанням цієї зони вгору до 2/3 нижньої частини стовбура палі на ступені випробування статичним навантаженням $N_5=2200$ кН. Подальше навантаження спричиняє збільшення значення напружень вздовж стовбура палі із

збереженням тенденції (практично без подальшого розростання зони збільшених дотичних напружень).

6. Отримано графіки залежності «осідання-навантаження» $S = f(p)$ для різних геометричних параметрів паль в піщаних ґрунтах за даними числового моделювання із використанням ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища для заданих ґрунтових умов.
7. Показано, що зі збільшенням діаметру палі та її довжини, лінійна ділянка графіку збільшується по довжині та зменшує кут нахилу до горизонталі. Наступна фаза роботи також характеризується зменшенням кута нахилу графіку при зростанні перерізу і довжини палі.
8. Зафіксовано зростання похибки визначення несучої здатності аналітичним способом зі збільшенням діаметру палі та її довжини: для паль $\varnothing 420$ мм довжиною до 18 м отримано добру збіжність (близько 5%) з даними статичних випробувань; для паль $\varnothing 620$ мм – різниця склала 15...25% ($L=12...18$ м); для паль $\varnothing 820$ мм – похибка 35...40% ($L=12...18$ м).
9. Для розглянутих геометричних параметрів паль ($\varnothing 420, 620, 820$ мм, $L = 12, 15, 18, 21$ м) було визначено їх питому несучу здатність. Запропоновано раціональний варіант паль в заданих ґрунтових умовах, а саме, довжиною 18 м.

РОЗДІЛ 4.

ВЗАЄМОДІЯ КОНСТРУКЦІЙ ФУНДАМЕНТІВ ІЗ БУРОВИХ ПАЛЬ З ГРУНТОВИМ СЕРЕДОВИЩЕМ З УРАХУВАННЯМ ЛОКАЛЬНИХ ПОШКОДЖЕНЬ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1 Типи екстремальних навантажень, які підлягають розгляду при проектуванні будівель та споруд

При виконанні розрахунків будівельних конструкцій на особливі (аварійні) сполучення навантажень необхідно враховувати наступні впливи:

- визначені (фіксовані) аварійні впливи (identified accident actions) – такі впливи, для яких заздалегідь відомі і можуть бути попередньо задані їх інтенсивність і розташування в просторі (наприклад, вибух на виробництві від заздалегідь відомого джерела (наприклад, вибухонебезпечного джерела);
- невизначені (вільні) аварійні дії (free actions) – дії, інтенсивність та розподіл за простором для яких заздалегідь не відомі (наприклад, вибуховий вплив при терористичних актах є невизначеним впливом – невідомо де та якої інтенсивності).

До аварійних впливів відносять такі впливи, як вибух, пожежа, удар (зіткнення) і подібні впливи. До екстремальних впливів також відносять кліматичні: надмірні снігові навантаження, екстремальні впливи вітру, нетипові ожеледні навантаження та понаднормові температурні кліматичні впливи.

Ударні навантаження мають розглядатися у комбінації з іншими відповідними особливими впливами (зіткнення і виникнення внаслідок цього пожежі; удар і наступне локальне руйнування конструктивних елементів).

4.2 Перевірка конструкції на стійкість проти аварійних впливів

Числове моделювання аварійних впливів дає можливість здійснити перевірку стійкості будівлі загалом, а також виживання несучих конструкцій у випадку руйнування окремих елементів конструктивної схеми. Локальна відмова елементу може викликати послідовне, ланцюгове руйнування несучих будівельних конструкцій споруди, що спричиняє втрату стійкості всієї споруди або її частини внаслідок локального руйнування або пошкодження. При цьому розглядається вихід з експлуатації несучих конструкцій в межах трьох і більше поверхів або на одному поверсі площею понад 80 м^2 , що виникають в результаті руйнування окремого несучого конструктивного елемента, викликаного особливим впливом. Виникнення аварійної ситуації супроводжується ослабленням або перевантаженням несучих конструкцій споруди, або її ґрунтової основи.

Сучасні вимоги до проектування включають забезпечення здатності пошкодженої споруди адаптуватися до нових умов, включаючи зміну конструктивної схеми, нових діючих навантажень і перерозподілу внутрішніх зусиль, продовжуючи при цьому своє функціонування із забезпеченням цілісності людського життя, майна та обладнання.

Основними конструктивними заходами для захисту споруд від аварійних впливів вважаються:

- резервування міцності несучих конструкцій для забезпечення їх необхідної несучої здатності;
- розробка проектних рішень із безперервністю армування конструкцій;
- забезпечення стиків між конструкціями з підвищеними пластичними властивостями.

Розрахунок на стійкість до аварійних впливів має враховувати просторову роботу елементів системи «ґрунтова основа – фундамент – надфундаментна частина споруди», конструктивну нелінійність з еволюцією напружено-деформованого стану (НДС) елементів системи згідно послідовності зведення,

геометричну нелінійність з накопиченням переміщень вузлів елементів системи відповідно заданої стадійності розрахунку, фізичну нелінійність для коректного аналізу роботи конструкцій та відстеження моменту перевищення несучої здатності. Розрахунок на локальну відмову елементу дозволяє оцінити напружено-деформований стан конструкцій при руйнуванні однієї або групи несучих конструкцій будівлі. Числове моделювання дає можливість проаналізувати перерозподіл зусиль між конструкціями в результаті виходу з експлуатації певного елементу конструктивної схеми будівлі або споруди. На основі даних числового моделювання виконується підбір або перевірка заданого типу армування в несучих конструкціях.

Метою даного дослідження є оцінка зміни напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундаменти - несучі конструкції» внаслідок виведення з експлуатації одного з вертикальних елементів підземного поверху та можливого подальшого руйнування.

Внутрішні зусилля в несучих конструкціях та стиках між ними, що отримані за результатами числового моделювання локальної відмови елементу, порівнюються з їх несучою здатністю. При цьому, для перевірки на стійкість до аварійних впливів розрахункові характеристики міцності та деформативності матеріалів приймаються рівними нормативним значенням, коефіцієнти надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,0$. Комбінація навантажень включає постійні і тривалі навантаження. Коефіцієнт надійності по відповідальності при розрахунку споруд на стійкість до аварійних впливів приймався $\gamma_n = 1,0$.

Під час виконання перевірки споруд на стійкість до аварійних впливів слід використовувати просторову розрахункову модель, яка враховує спільну роботу будівлі або споруди з ґрунтовою основою. При цьому слід враховувати можливе включення в роботу елементів, які за нормальних умов експлуатації не є несучими, а за умов локальної відмови конструкції можуть забезпечити перерозподіл зусиль в складових елементах конструктивної системи (перегородки, навісні зовнішні стінові панелі та інші елементи).

Для реалізації перевірки споруди на стійкість до аварійних впливів

необхідно передбачати стадійність постановок розрахунку. Напружено-деформований стан конструкцій початкової стадії відповідає умовам нормальної експлуатації будинку та буде використаний на наступних стадіях, що розглядають сценарії локальної відмови елементу, при цьому забезпечується можливість врахування напружень і деформацій несучих конструкцій, що виникли в умовах нормальної експлуатації.

4.3 Розрахунок за сценарієм локальної відмови конструкції каркасного будинку

4.3.1 Вихідні дані розрахунку. Дослідження було виконано на прикладі реального об'єкту - будівництво комплексу багатоквартирних житлових будинків з вбудованими адміністративно-побутовими приміщеннями в Києво-Святошинському районі Київської області (рис. 4.1). Проект передбачає будівництво житлового комплексу із чотирьох 10-поверхових блок-секцій з загальними габаритними розмірами $17,0 \times 127,85$ м.

Будинок має підземний рівень, в якому передбачено паркінг та приміщення інженерних мереж (рис. 4.1-б), який може використовуватися як споруда подвійного призначення. Конструктивно будинок розділений на 4 окремих секції наскрізними деформаційними швами, які забезпечують роботу конструкцій кожної секції будинку, як незалежного конструктивного блоку.

За конструктивною схемою житловий будинок є будинком із каркасною конструктивною системою. В якості несучих елементів проектом передбачено пальові фундаменти із бурових паль, пілони, стіни, плити з монолітного залізобетону. Просторова жорсткість та стійкість забезпечується шляхом жорсткого з'єднання вертикальних та горизонтальних несучих конструкцій.

Клас наслідків (відповідальності) окремої секції будинку - СС2.

Геологічні умови будівельного майданчика (рис. 4.2) представлені наступними ґрунтами: сучасні насипні відклади ($t Q_{IV}$) із супісків з домішками будівельного сміття; сучасні делювіальні відклади ($d Q_{IV}$) із гумусованих супісків, верхньочетвертинні алювіальні відклади ($a Q_{III-I}$) із пісків, супісків та суглинків. Гідрогеологічні умови майданчика характеризуються відсутністю постійного водоносного горизонту до розвіданої глибини 20 м.

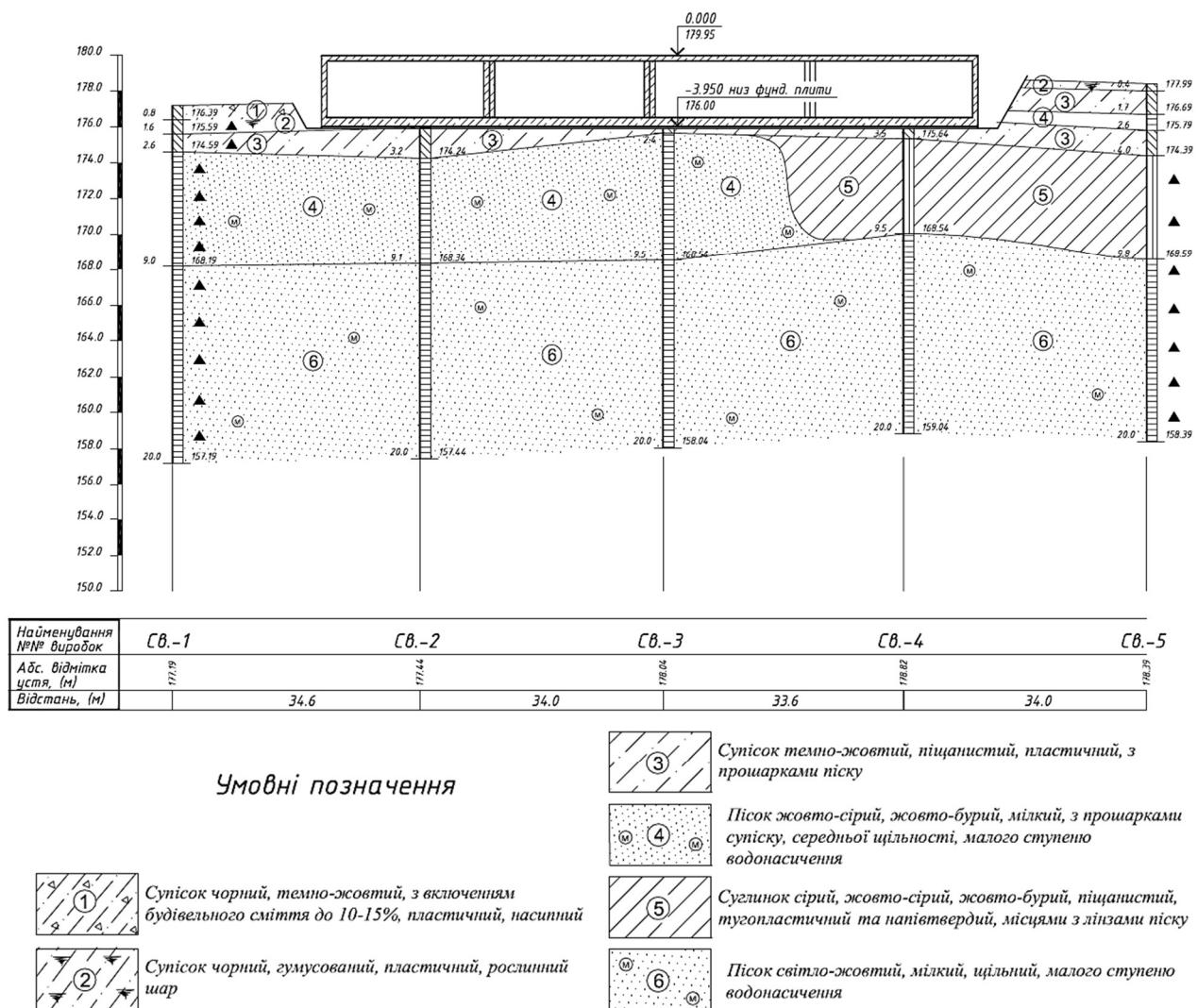


Рис. 4.2 Посадка секції будинку на інженерно-геологічний розріз.

При розрахунку конструктивної схеми будинку для виконання дослідження були враховані наступні навантаження: власна вага конструкцій, вага снігового покриву, корисні та технологічні (обладнання) навантаження.

Для секції будинку було виконано визначення напружено-деформованого

стану для умов звичайної експлуатації за результатами числового моделювання спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою, а також в рамках дослідження було виконано перевірку на стійкість споруди до аварійних впливів з використанням квазістатичного розрахунку та динамічного методу прямого інтегрування в часі.

Для перевірки на аварійні впливи характеристики матеріалів приймалися з нормативними значеннями. Жорсткісні показники несучих конструкцій будинку:

1) підземні конструкції: палі буронабивні діаметром 0,42 м довжиною 12 м що об'єднанні ростверками з бетону C20/25 товщиною 500 мм; монолітні стіни паркінгу товщиною 0,3 м з бетону C20/25; пілони паркінгу перерізом 0,3×1,2 та 0,3×1,5 м, клас бетону C30/35; плита перекриття над паркінгом товщиною 0,3 м, клас бетону C20/25; робоча арматура для підземних конструкцій A500C.

2) надземні конструкції: монолітні стіни надземної частини будинку товщиною 0,25 м, клас бетону C20/25; пілони надземної частини перерізом 0,3×1,2 та 0,3×1,5 м, клас бетону C30/35; плити перекриття товщиною 0,2 м, клас бетону C20/25; сходові площадки товщиною 0,2 м, клас бетону C20/25; робоча арматура для надземних конструкцій A500C.

Несучим шаром пальових фундаментів обрано ІГЕ-6 - пісок дрібний щільний малого ступеню водонасичення (рис. 4.2) при цьому теоретична несуча здатність одиночної палі по ґрунту становить 980 кН.

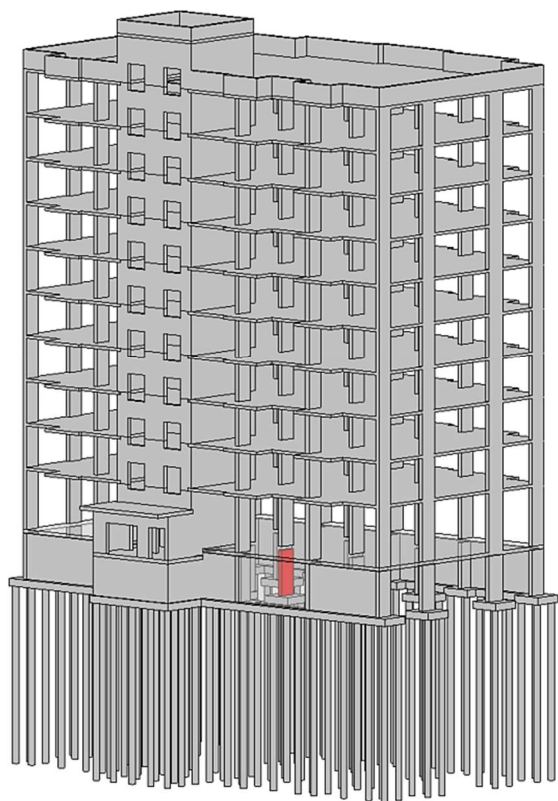
Взаємодія споруди з ґрунтовим масивом моделювалася із використанням підсистеми «Ґрунт», при цьому параметри ґрунтів основи задавалися згідно даних інженерно-геологічних вишукувань. Палі моделювалися ланцюжком стержнів та СЕ57 (ланцюжок скінченних елементів перемінної жорсткості) із шарнірним з'єднанням з конструкцією ростверку.

З метою оцінки можливості виходу з експлуатації залізобетонних конструкцій було виконано відповідний конструктивно- та генетично-нелінійний розрахунок, де враховувався один із сценаріїв можливих руйнувань конструкцій.

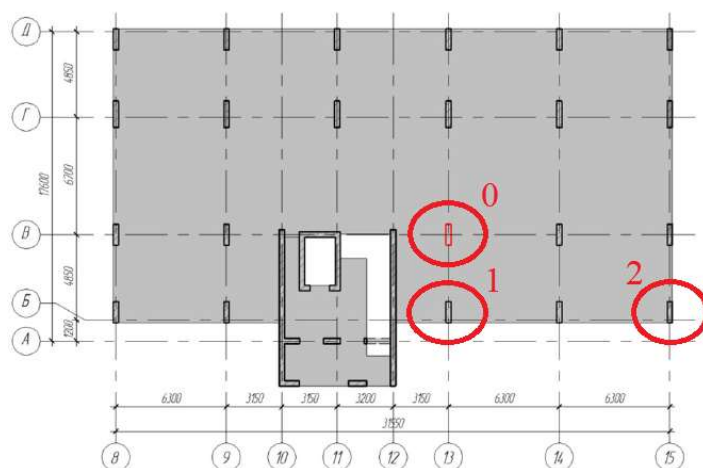
Дослідження включало числове моделювання виходу з експлуатації несучої конструкції, що знаходиться біля входу в споруду подвійного призначення (СПП), а саме відмова одного з пілонів другого ряду в зоні входу в підвальне приміщення

(рис. 4.3), яке використовується, як СПП.

а)



б)



в)

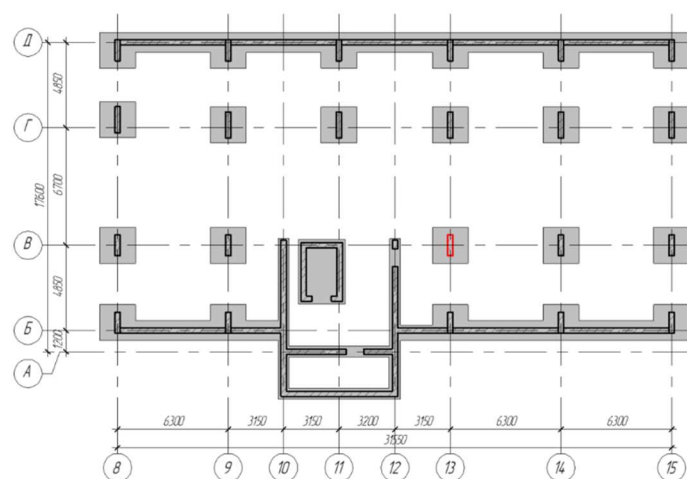


Рис. 4.3 Сценарій виходу з експлуатації несучої конструкції (локальної відмови елемента): а – відмова одного з пілонів другого ряду в зоні входу в підвальне приміщення; б - локалізація конструкції на плані 1-го поверху та обрані зони для аналізу НДС; в – локалізація конструкції на плані підвального поверху

В зв'язку з тим, що передбачити всі можливі сценарії виходу з експлуатації конструкцій неможливо, то визначальним моментом в розрахунках на гіпотетичне аварійне руйнування є вибір і узгодження можливих сценаріїв руйнування, що будуть максимально наближені до реальних умов роботи конструкцій та забезпечать розгляд найнесприятливіших умов руйнування конструкцій.

В рамках дослідження було розглянуто реалізацію гіпотетичної аварійної

ситуації з руйнуванням конструкції секції будинку (локальна відмова елементу) та врахуванням стадійності розрахунку (еволюції формування напружено-деформованого стану конструкцій) для наступного етапу, а саме:

1) режим звичайної експлуатації (повна конструктивна схема, напружено-деформований стан несучих конструкцій в умовах нормальної експлуатації).

2) аварійна ситуація - локальна відмова внутрішнього пілону підвального поверху в осях «13»–«В» (рис. 4.3).

Для зручності аналізу перерозподілу внутрішніх зусиль в несучих конструкціях секції будинку за результатами числового моделювання було обрано характерні зони (рис. 4.3-б):

- за локалізацією пілону, що розглядався для розрахунку локальної відмови конструкції (внутрішні пілони в осях «13»–«В», зона 0);
- найближче розташований «ланцюжком» вертикальних несучих конструкцій (зовнішні пілони в осях «13»–«Б», зона 1);
- найбільш віддалений «ланцюжок» вертикальних несучих конструкцій (кутові пілони в осях «15»–«Б», зона 2).

4.3.2 Напружено-деформований стан елементів системи для умов нормальної експлуатації. Для врахування накопичення напружень і деформацій було отримано початковий напружено-деформований стан несучих конструкцій секції будинку для умов нормальної (звичайної) експлуатації за результатами розрахунку початкової стадії (повна конструктивна схема, напружено-деформований стан несучих конструкцій в умовах нормальної експлуатації).

За даними числового моделювання розподіл деформацій осідання фундаментів секції будинку характеризується утворення воронки осідання. Зона максимальних вертикальних переміщень розташована під ядром жорсткості (сходово-ліфтова шахта), де осідання ростверку за результатами розрахунків складає 24 мм (рис. 4.4), при цьому для кутових зон секції прогнозуються вертикальні переміщення 11...14 мм. Осідання ростверку під пілоном, що буде розглядатися в подальшому сценарієм локальної відмови елементу (зона 0), склало 22 мм.

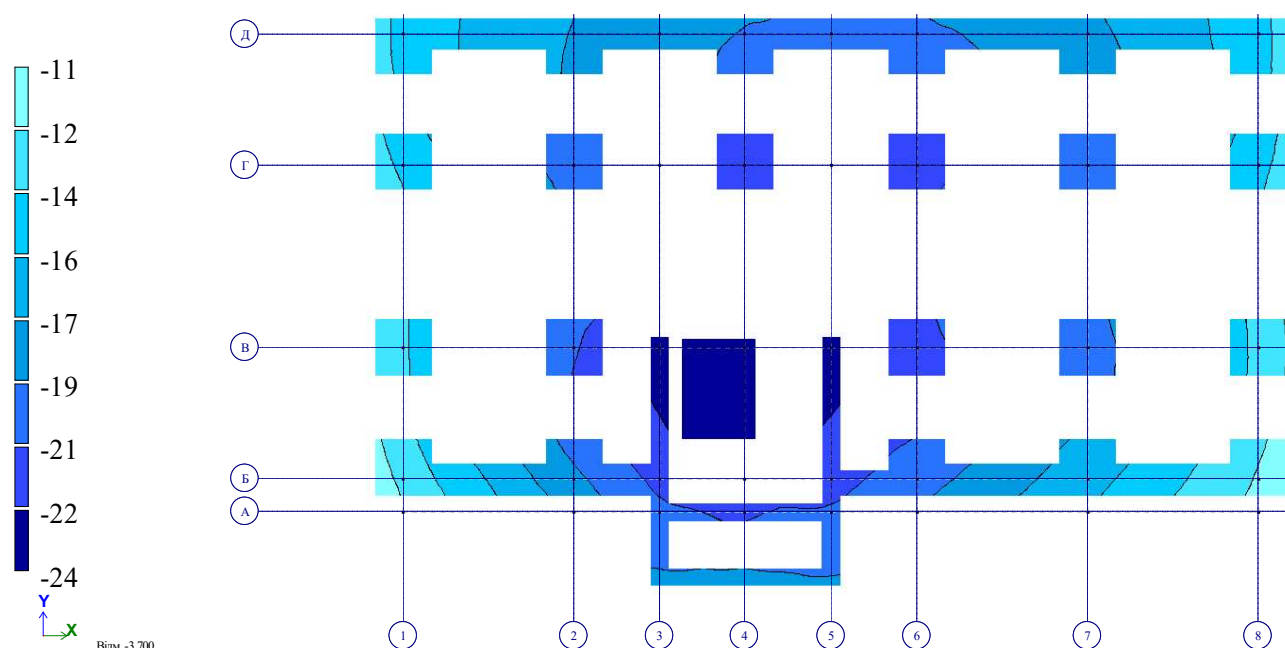


Рис. 4.4 Вертикальні переміщення ростверків пальових фундаментів секції будинку для умов нормальної експлуатації, мм.

Вертикальні переміщення ростверків під пілоном найближчого ряду фасадної частини секції будинку (зона 1) та під кутовим пілоном (зона 2) склали 21 мм та 11 мм відповідно. При цьому відносна різниця осідань фундаментних конструкцій для умов нормальної експлуатації складає $\Delta S/L = 0.00098 \approx 0.001$, що не перевищує граничного значення згідно нормативних вимог $(\Delta S/L)_u = 0,002$.

Стискаючі зусилля в пілонах каркасу секції будинку за даними числового моделювання знаходяться в діапазоні від 300 кН (для пілонів на верхньому поверсі) до 2000 кН та 3300 кН (для пілонів на нижньому поверсі) у периферійній частині та під ядром жорсткості відповідно (рис. 4.5).

Для обраних для дослідження зон, розподіл зусиль у вертикальних несучих елементах наступний: поздовжнє зусилля у ланцюжку пілонів по висоті будинку змінюються від 237 кН на верхньому поверсі до 2792 кН у підвальному (зона 0, по лінії пілону, що буде розглядатися сценарієм розрахунку локальної відмови конструкції), а для пілонів фасадної частини (зона 1, 2) значення зусиль знаходяться в діапазоні 192...2446 кН та 286...1682 кН відповідно (рис. 4.5).

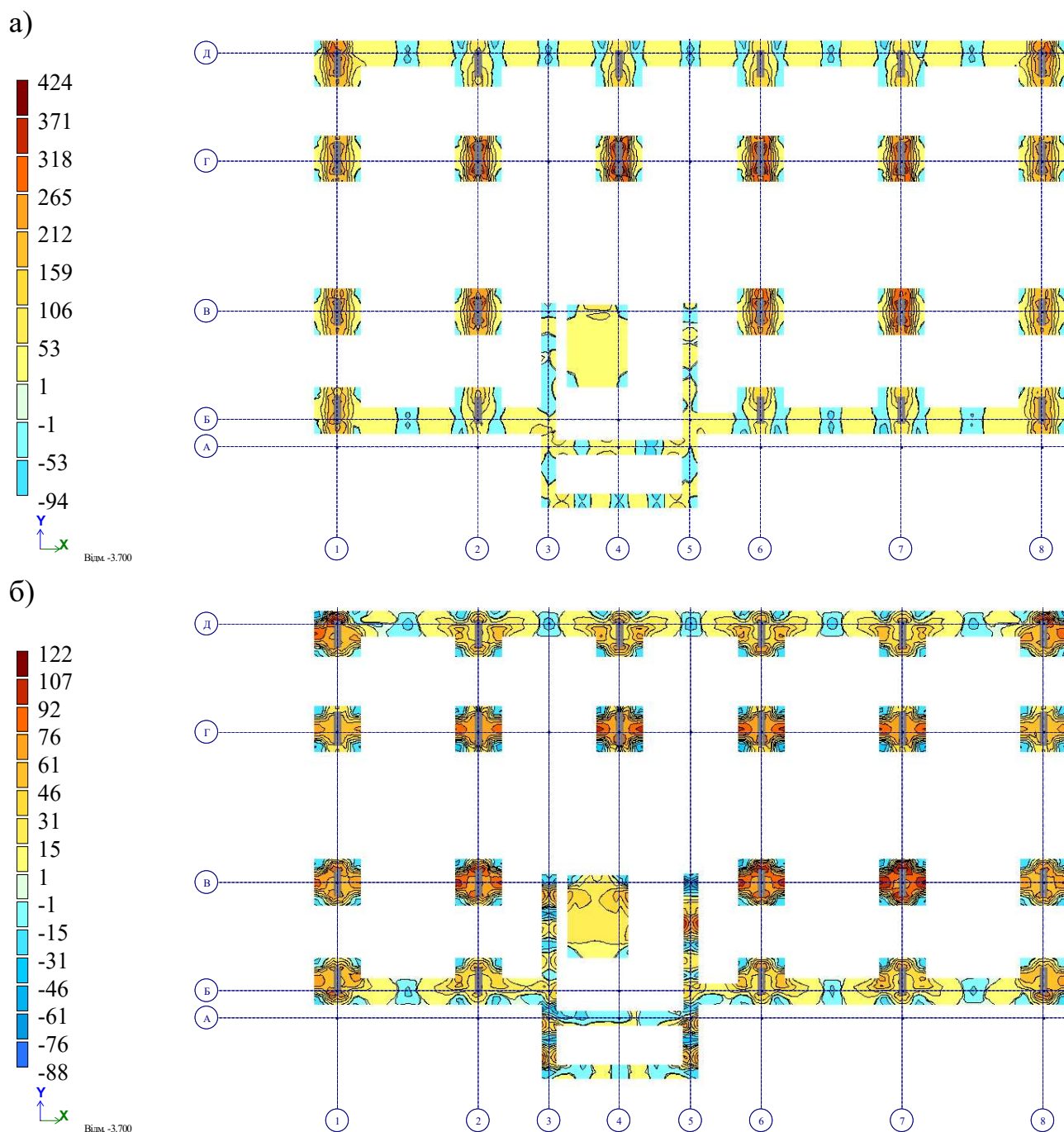


Рис. 4.6 Згинальні моменти у ростверках пальових фундаментів будинку для умов нормальної експлуатації: а - M_x , кН·м; б - M_y , кН·м.

- $M_x = 158 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$, $M_y = 48 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$ (зона 1, ростверк під пілоном найближчого ряду фасадної частини будинку),
- $M_x = 242 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$, $M_y = 62 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$ (зона 2, ростверк під кутовим пілоном).

Розподіл навантаження на палі (рис.4.7) за даними моделювання показав значення в діапазоні $N = 400 \dots 900$ кН для кушів паль під пілонами в залежності

від зони їх розміщення та $N = 400 \dots 1100$ кН для паль під ядром жорсткості.

Куш паль під пілоном, що розглядатиметься сценарієм розрахунку локальної відмови конструкції (зона 0), за даними розрахунків має значення навантаження на палі в діапазоні $600 \dots 800$ кН. Кущі паль в обраних для аналізу зонах 1, 2 за результатами числового моделювання мають навантаження на палі в діапазоні $400 \dots 600$ кН.

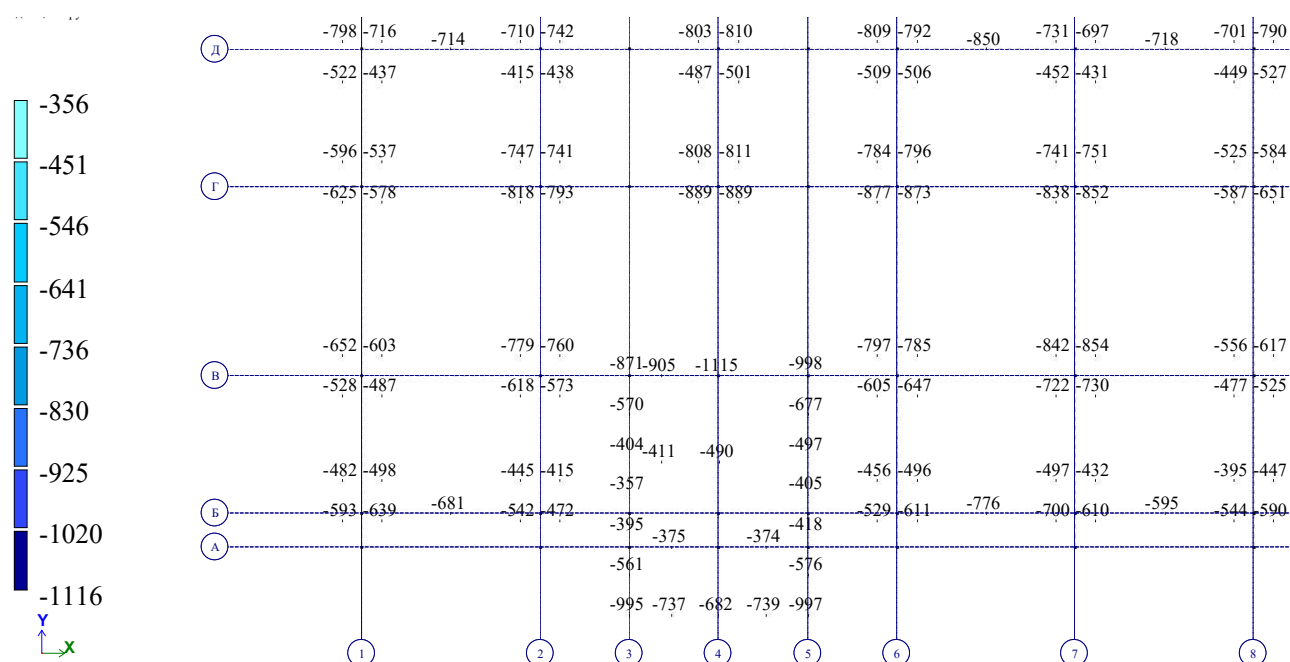


Рис. 4.7 Навантаження на палі, кН для умов нормальної експлуатації.

4.3.3 Результати квазістатичного методу розрахунку НДС. Для отримання коректного напружено-деформованого стану несучих конструкцій для стадії розрахунку перед відмовою елементу, було використано систему «Монтаж», з наступним прикладанням обчислених реакцій від конструкції, що видаляється, та з урахуванням заданого коефіцієнту динамічності, який встановлюється для імітації динамічних ефектів, що виникають в результаті виходу з експлуатації конструкції.

Миттєвий вихід з експлуатації конструкції (локальна відмова елементу) моделювалося зусиллями, що були визначені для цього елементу при розрахунку початкової розрахункової схеми (для умов нормальної експлуатації), прикладеними до відповідної розрахункової схеми, згідно сценарію аварійного впливу, з протилежним знаком. Коефіцієнт динамічності K_d прийнято рівним 2

(рис. 4.8), завантаження за схемою «pulldown». Миттєве прикладання навантаження на опорну поверхню внаслідок руйнування конструкції (падіння з висоти $H = 0$) відповідає впливу сили, що дорівнює подвоєній вазі зруйнованої конструкції (4.1).

$$K_d = 1 + \sqrt{1 + \frac{2H}{\delta_s}} \quad (4.1)$$

де K_d – коефіцієнт динамічності від удару;

H – висота падіння вантажу;

δ_s – статичний прогин в місці удару.

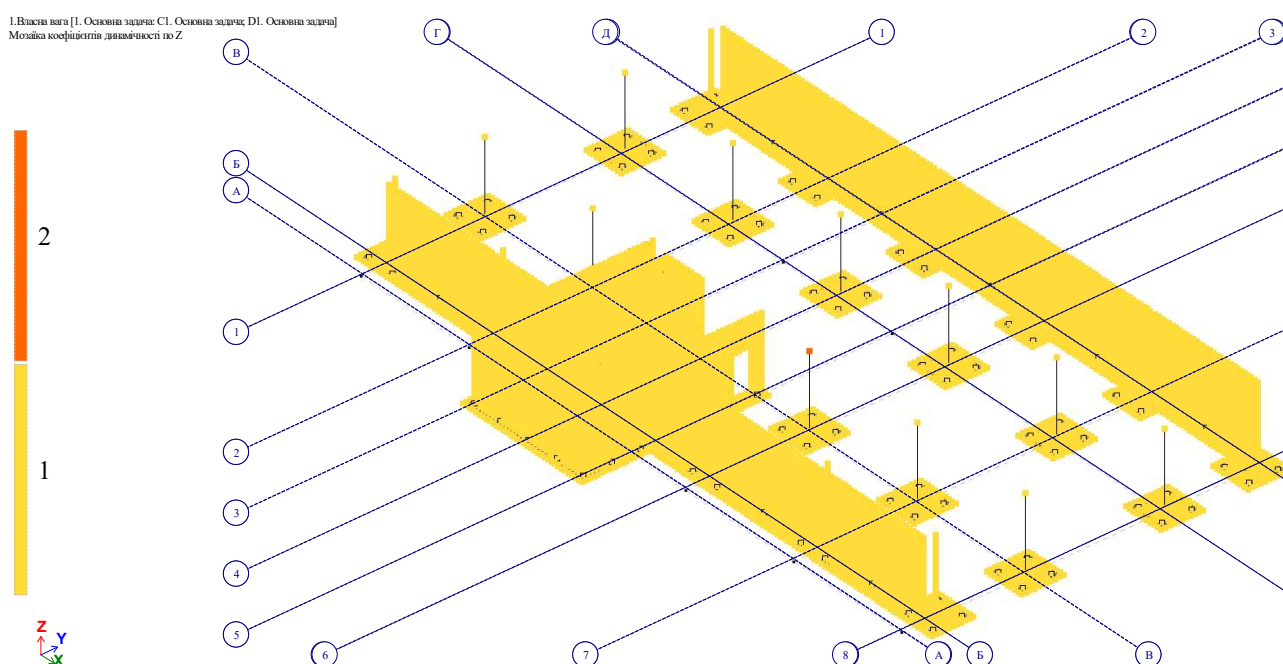


Рис. 4.8 Мозаїка коефіцієнтів динамічності по Z

За даними числового моделювання перевірки на аварійні впливи в квазістатичній постановці в результаті локальної відмови пілону в підвальному приміщенні відбувся перерозподіл напружень та деформацій в несучих конструкціях секції будинку. Локалізація зони максимальних деформації залишилася під ядром жорсткості (сходово-ліфтова шахта), де осідання ростверку за результатами розрахунків склало 29 мм - збільшилося на 20% порівняно із умовами нормальної експлуатації, при цьому ростверки кутових куців паль секції будинку за даними моделювання мають вертикальні переміщення 12...15 мм (рис. 4.9). При цьому відносна різниця осідань фундаментних конструкцій для

умов нормальної експлуатації складає $\Delta S/L = 0.0018$, що не перевищує граничного значення згідно нормативних вимог $(\Delta S/L)_u = 0.002$.

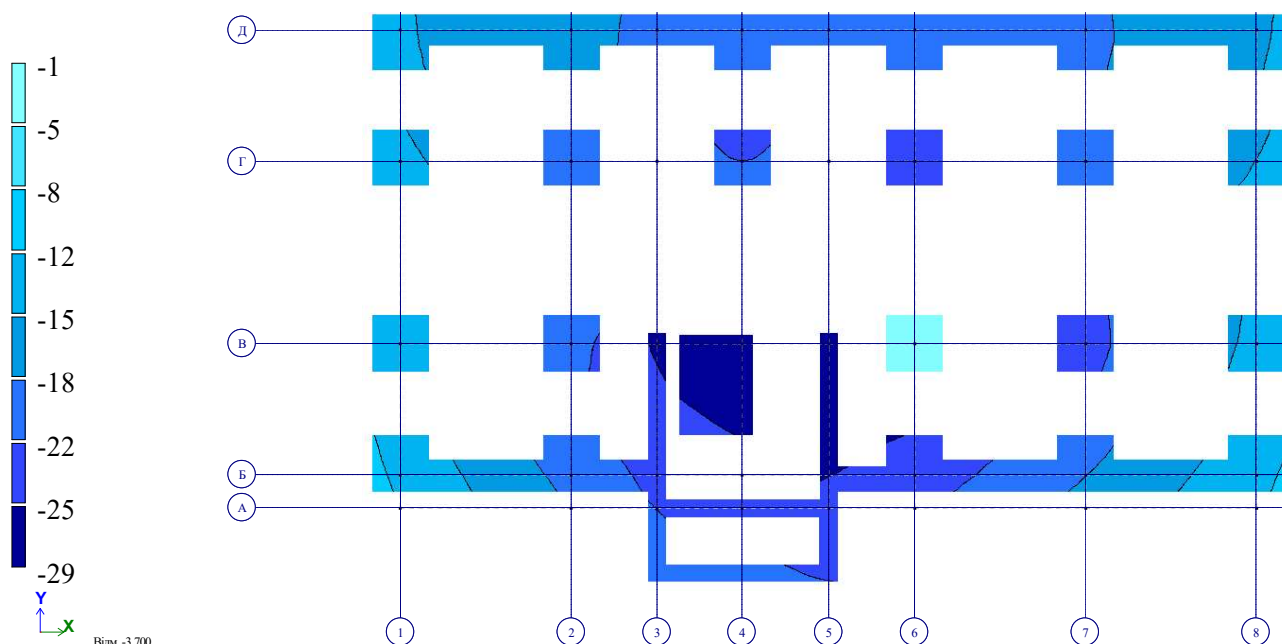


Рис. 4.9 Вертикальні переміщення ростверків пальових фундаментів секції будинку для розрахунку сценарію локальної відмови пілону підземного поверху (квазістатична постановка розрахунку), мм.

Ростверк куца паль під пілоном, що розглядається згідно сценарію як такий, що виводиться з експлуатації (зона 0), за результатами числового моделювання має вертикальні переміщення 1 мм, що не характерно реальній взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовим середовищем. Спостерігається надмірно пружна реакція ґрунтової основи, що не відповідає реальним умовам роботи паль в дисперсному ґрунті при зменшенні або зникненні навантаження на палю, коли як відомо, величина пружних деформацій не перевищує 10% від загальної деформації дисперсного ґрунту, якому властиві незворотні пластичні деформації. Тому використання для моделювання підходів, де взаємодія паль з основою моделюється ланцюгом скінченних елементів перемінної жорсткості, для швидкоплинних процесів деформування та значного розвантаження основи потребує уточнення та не забезпечує адекватних даних про вертикальні переміщення паль після їх розвантаження.

Вертикальні переміщення ростверків пальових фундаментів (рис. 4.9) в

обраних для аналізу зонах за даними комп'ютерного моделювання мають значення 25 мм (зона 1) та 15 мм (зона 2) -спостерігається збільшення навантаження у зв'язку із перерозподілом внутрішніх зусиль в несучих конструкціях після виведення з експлуатації пілону нижнього поверху (локальна відмова елементу).

Максимальні значення моментів M_x, M_y в ростверках пальових фундаментів секції будинку для стадії перевірки на аварійні впливи за даними числового моделювання складають відповідно 460 (кН·м)/м і 135 (кН·м)/м (рис. 4.10).

Моменти в ростверках пальових фундаментів в обраних для аналізу зонах за результатами комп'ютерного моделювання після перерозподілу навантажень внаслідок локальної відмови пілону мають значення (рис. 4.10):

- зона 0 (ростверк куща паль над пілоном, що розглядається сценарієм локальної відмови конструкції): $M_x = 2 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}$, $M_y = 1 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}$ – зменшення до 100% порівняно з початковим станом;
- зона 1: $M_x = 218 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}$, $M_y = 64 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}$ – збільшення до 35% відносно умов нормальної експлуатації;
- зона 2: $M_x = 250 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}$, $M_y = 64 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}$ – збільшення зусиль до 5% від значень для умов звичайної експлуатації.

Перерозподіл внутрішніх зусиль у вертикальних несучих конструкціях каркасу секції за даними числового моделювання локальної відмови елементу показав, що стискаючі зусилля в пілонах секції будинку знаходяться в діапазоні від 300 кН (для пілонів на верхньому поверсі) до 2500 кН та 3600 кН (для пілонів у підвальному поверсі) у периферійній та центральній частині каркасу відповідно (рис. 4.11).

При цьому, зусилля в пілонах, найближче розташованих до видаленого, згідно сценарію локальної відмови елементу (зона 1), внаслідок перерозподілу навантажень отримали значення, що збільшилися від 25% (на верхньому поверсі) до 50% (у підвальному поверсі) – величина поздовжнього зусилля в ланцюжку пілонів в осях «13»–«Б» збільшилися від початкових значень 200...2450 кН до 250...3800 кН (рис. 4.11).

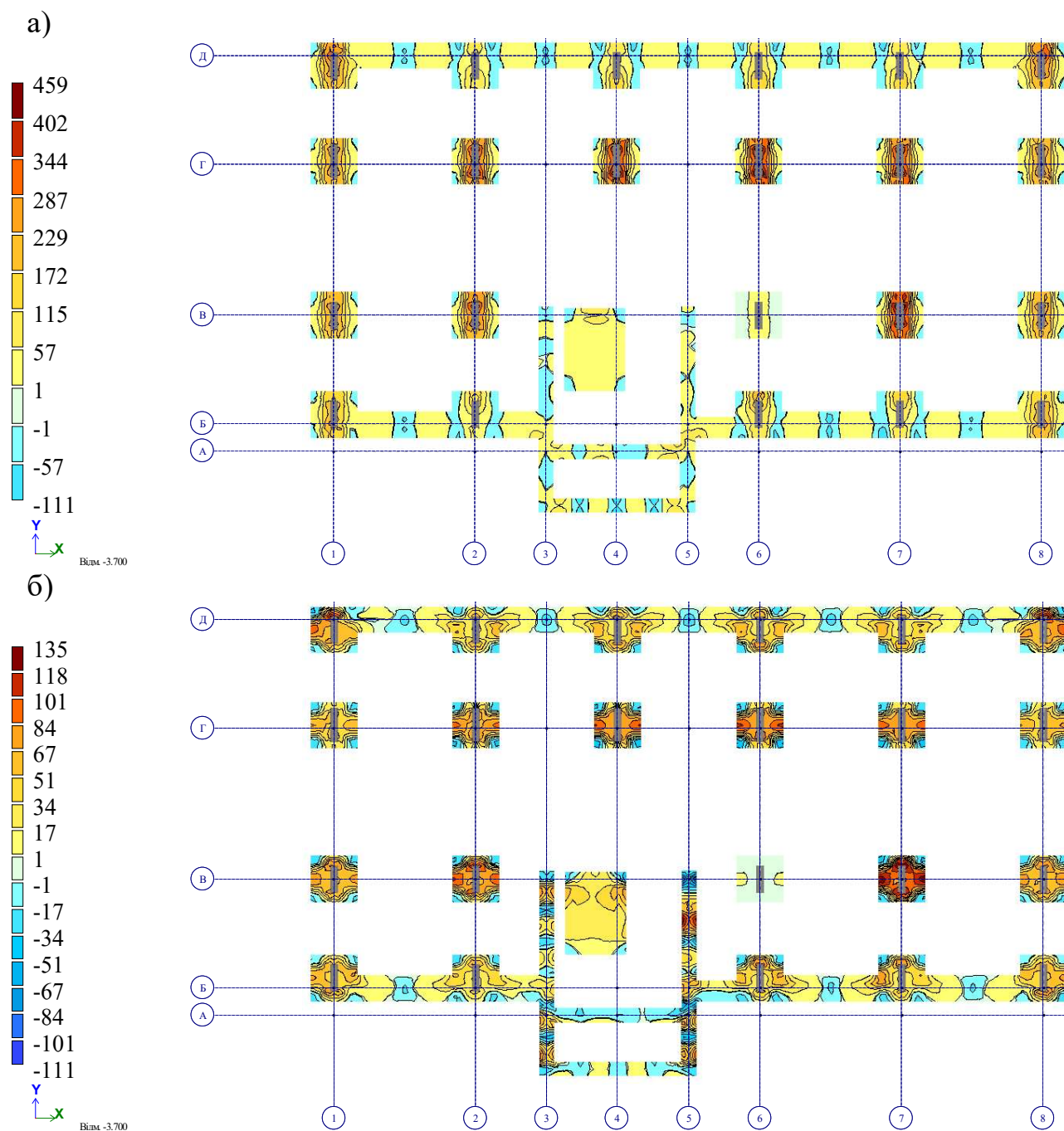


Рис. 4.10 Згинальні моменти у ростверках пальових фундаментів для розрахунку сценарію локальної відмови пілону підземного поверху (квазістатична постановка): а - M_x , $\text{kH}\cdot\text{м}$; б - M_y , $\text{kH}\cdot\text{м}$.

Для пілонів кутової частини секції будинку (зона 2) за результатами перерозподілу внутрішніх зусиль очікуються значення, що зменшилися на 1...3% відносно умов нормальної експлуатації – поздовжні зусилля в ланцюжку кутових пілонів в осях «15»–«Б» зменшилися від початкових значень 290...1680 кН до

280...1660 кН. При цьому очікуваний радіус впливу із значним збільшенням зусиль в пілонах за даними комп'ютерного моделювання обмежується двома прольотами вертикальних несучих елементів каркасу.

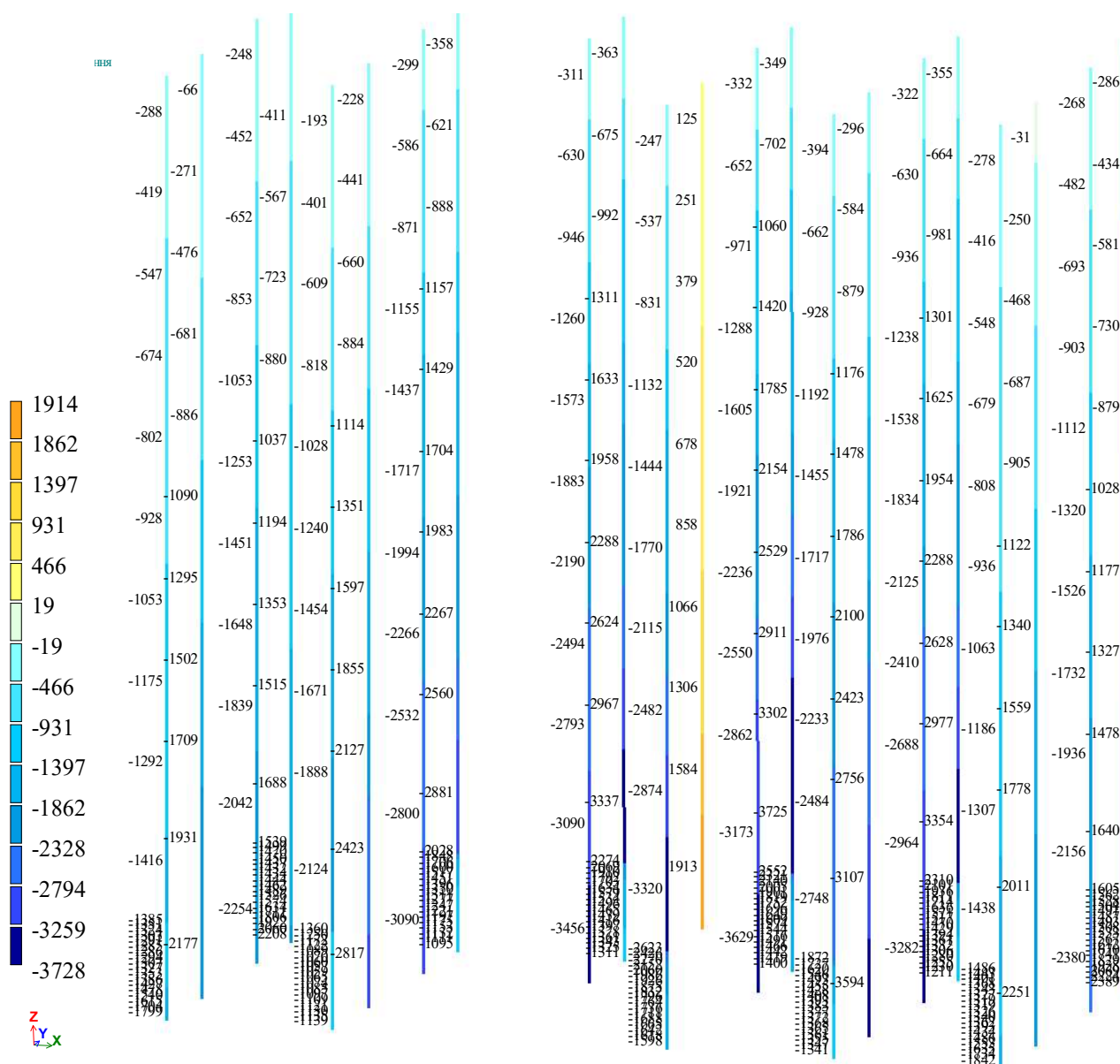


Рис. 4.11 Поздовжні зусилля в пілонах за розрахунком локальної відмови елемента (квазістатична постановка розрахунку), кН.

У пілонах, що розташовані над видаленим вертикальним елементом (зона 0), відбувається якісна зміна напруженого стану та виникають поздовжні зусилля розтягу (рис. 4.11), при цьому значення зусиль знаходяться в діапазоні від 125 кН (для верхнього поверху) до 1910 кН (для нижнього).

Характер перерозподілу напружено-деформованого стану відповідає роботі

несучих конструктивних елементів системи за принципом висячої (вантової) схеми.

Перерозподіл навантаження на палі за даними числового моделювання показав поздовжнє зусилля $N = 420 \dots 1000$ кН для кущів паль та $N = 400 \dots 1300$ кН для паль під ядром жорсткості (рис. 4.12).

Кущ паль під пілоном, що розглядався сценарієм розрахунку локальної відмови конструкції, за даними моделювання має значення навантаження на палі близько 15 кН. При цьому, очікуваний приріст навантаження на палі оточуючих кущів за даними числового моделювання сягає 25%: на приклад, кущ паль в осях «13»–«Б» (зона 1) отримав приріст навантаження на палі від початкового 450...610 кН до 560...740 кН, а кутовий кущ паль в осях «15»–«Б» (зона 2) – від 400...590 кН до 425...605 кН.

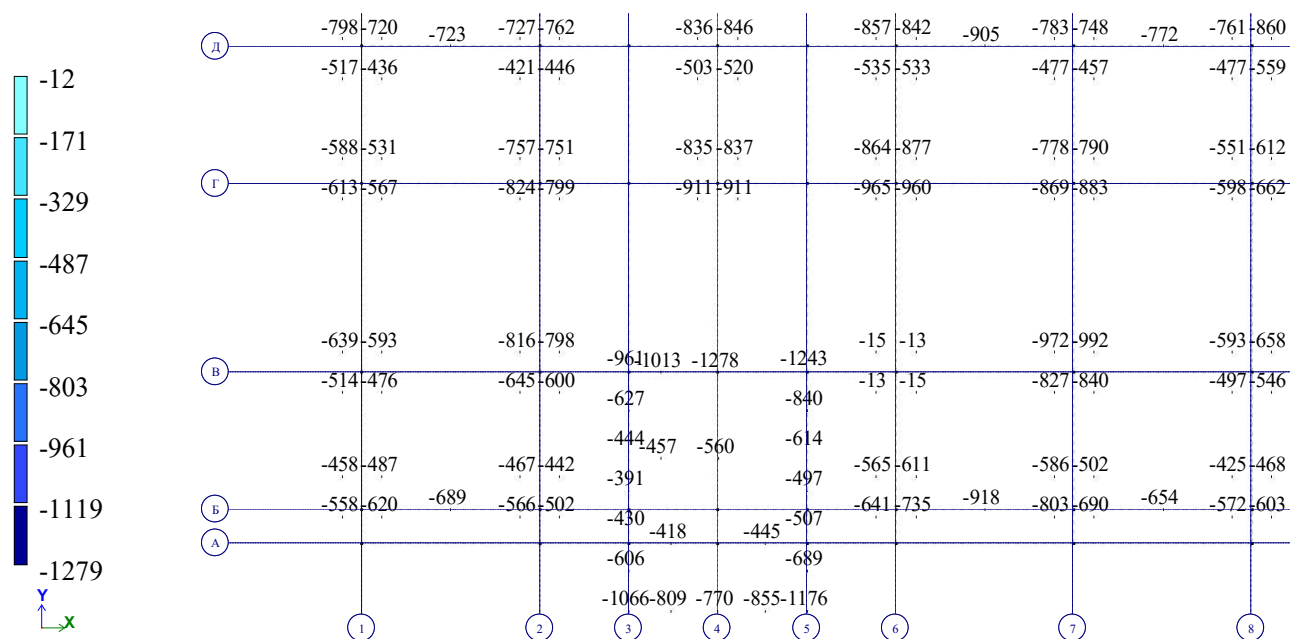


Рис. 4.12 Навантаження на палі за розрахунком локальної відмови пілону підземного поверху (квазістатична постановка розрахунку), кН.

За даними числового моделювання локальної відмови вертикального несучого елементу очікується збільшення навантаження на оголовки паль до 25% (в зоні радіусу одного прольоту пілонів від виведеного з експлуатації елементу), до 10...15% (в зоні радіусу двох прольотів пілонів) та до 5...10% (в периферійній частині секції). Крайній ряд кущів паль вздовж осі «15» (рис. 4.3) згідно

комп'ютерного моделювання отримав розвантаження паль – зменшення до 5% від початкового значення поздовжніх зусиль в оголовках паль за результатами розрахунків для умов нормальної експлуатації.

4.3.4 Результати динамічного методу прямого інтегрування в часі.

Розрахунок було виконано динамічним методом прямого інтегрування рівнянь руху в часі з врахуванням демпфування в нелінійній постановці. Розрахунок було реалізовано з урахуванням історії навантаження, завершальною стадією якого є автоматична генерація і додаток імпульсного навантаження в зазначений проміжок часу.

Коефіцієнти Релея α, β було визначено для врахування демпфування, в цьому випадку реакція системи залежить від швидкості навантаження та швидкості виходу з експлуатації конструкцій. При цьому були обрані власні частоти для двох домінуючих форм власних коливань, а саме №7 та №10 (рис. 4.13) для врахування демпфування на основі модального аналізу системи. Цим частотам відповідають коефіцієнти Релея:

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} = \frac{2 \cdot 0.05 \cdot 20.31 \cdot 25.88}{20.31 + 25.88} = 1.138 \quad (4.2)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} = \frac{2 \cdot 0.05}{20.31 + 25.88} = 0.002 \quad (4.3)$$

де α, β – коефіцієнти Релея;

ω_i, ω_j – кутові частоти для i -тої та j -тої мод;

ξ – коефіцієнт демпфування.

Час локальної відмови конструкції було призначено як $0,1T$ (періоду власних коливань) для форми власних коливань №7 (рис. 4.13-а), яка була обрана за критерієм максимальної подібності очікуваної реакції системи на вихід з експлуатації пілону згідно розглянутого сценарію гіпотетичної аварійної ситуації. Отже, час локальної відмови для пілону підвального поверху (рис. 4.14) було задано величиною 0,0309 сек.

За даними комп'ютерного моделювання перевірки на аварійні впливи в

динамічній постановці в результаті локальної відмови пілону в підземному приміщенні спостерігається перерозподіл напружено-деформованого стану несучих конструкцій.

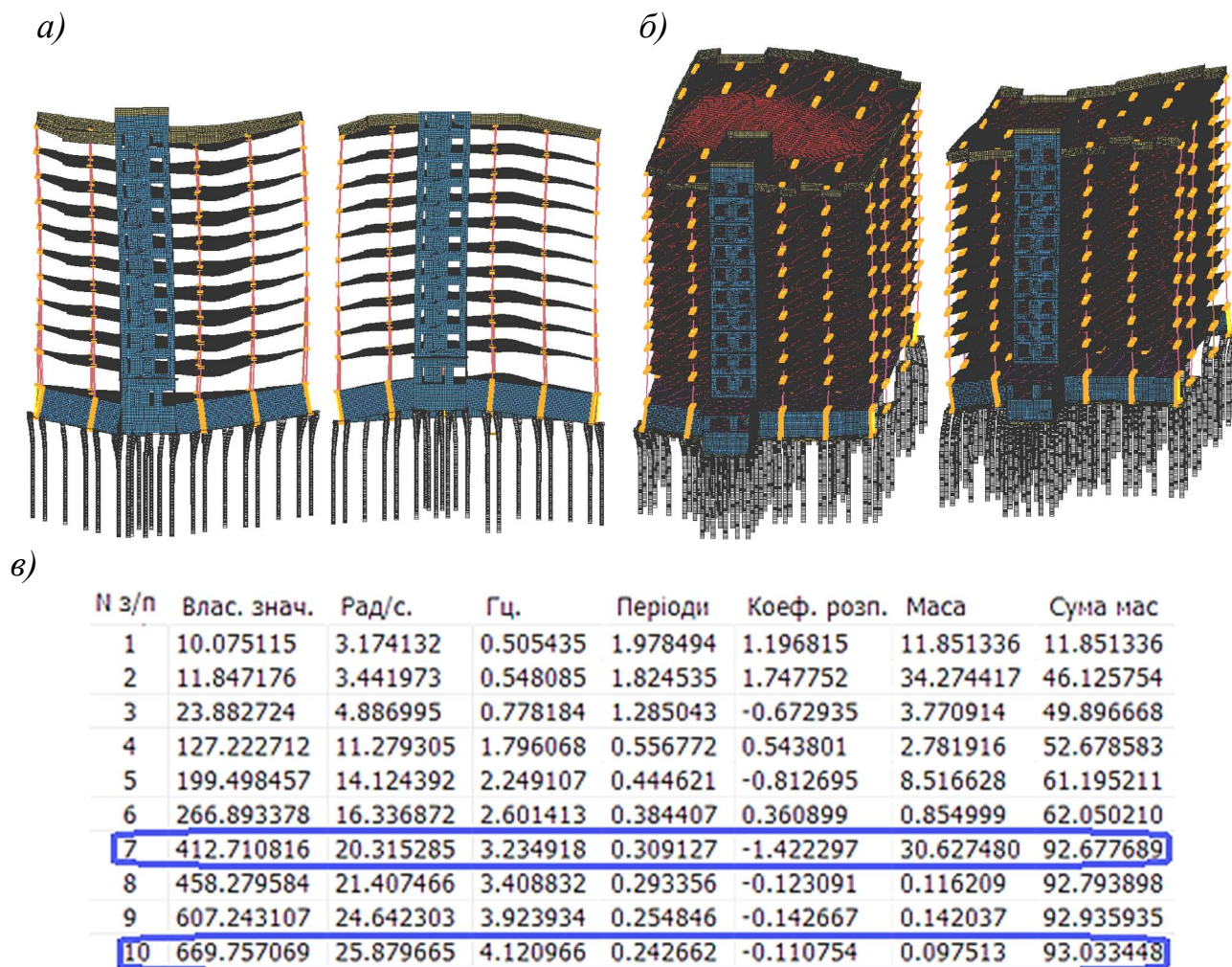


Рис. 4.13 Вихідні дані для вибору часу відмови конструкції для розрахунку за сценарієм локальної відмови пілону підземного поверху (динамічна постановка): а – форма власних коливань №7; б – форма власних коливань №10; в - параметри коливань системи.

Воронка осідання має зону максимальних деформації під ядром жорсткості (сходово-ліфтова шахта), де осідання ростверку за даними моделювання складає 26 мм (рис. 4.15) - збільшилося на 10% порівняно із умовами нормальної експлуатації, при цьому ростверки кутових кушів паль отримали вертикальні переміщення 8...13 мм. При цьому відносна різниця осідань фундаментних

конструкцій для умов нормальної експлуатації складає $\Delta S/L = 0.0015$, що не перевищує граничного значення згідно нормативних вимог $(\Delta S/L)_u = 0,002$.

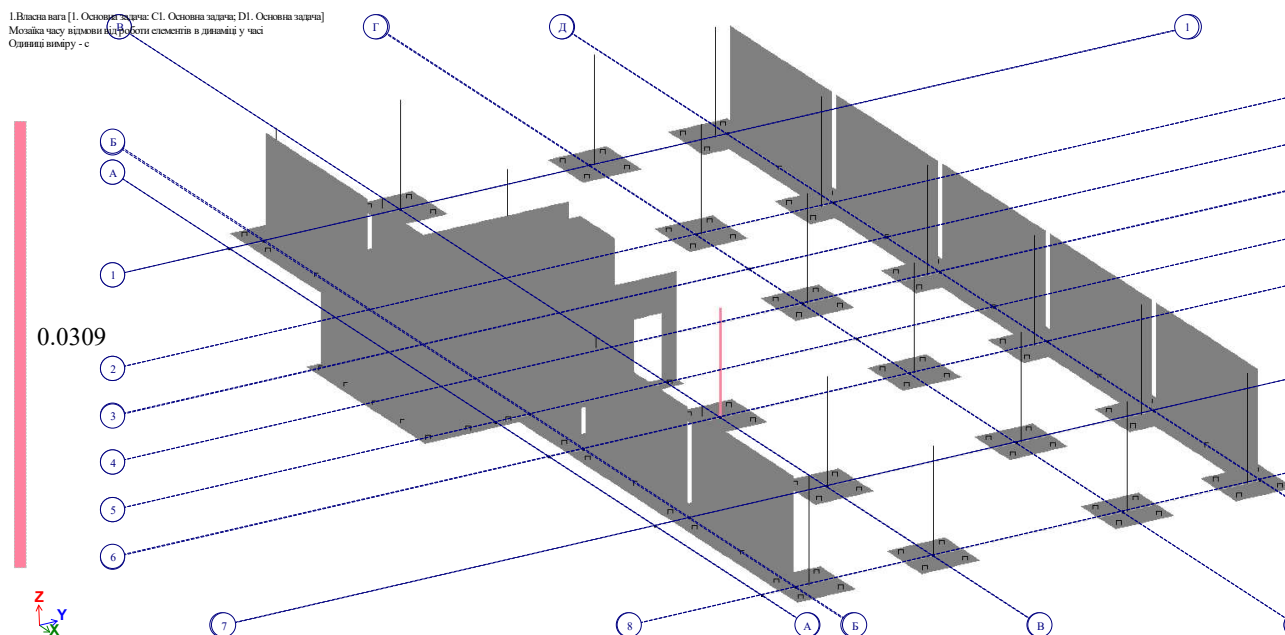


Рис. 4.14 Встановлення параметрів для розрахунку динамічним методом прямого інтегрування рівнянь руху в часі: час відмови від роботи елементів системи, сек

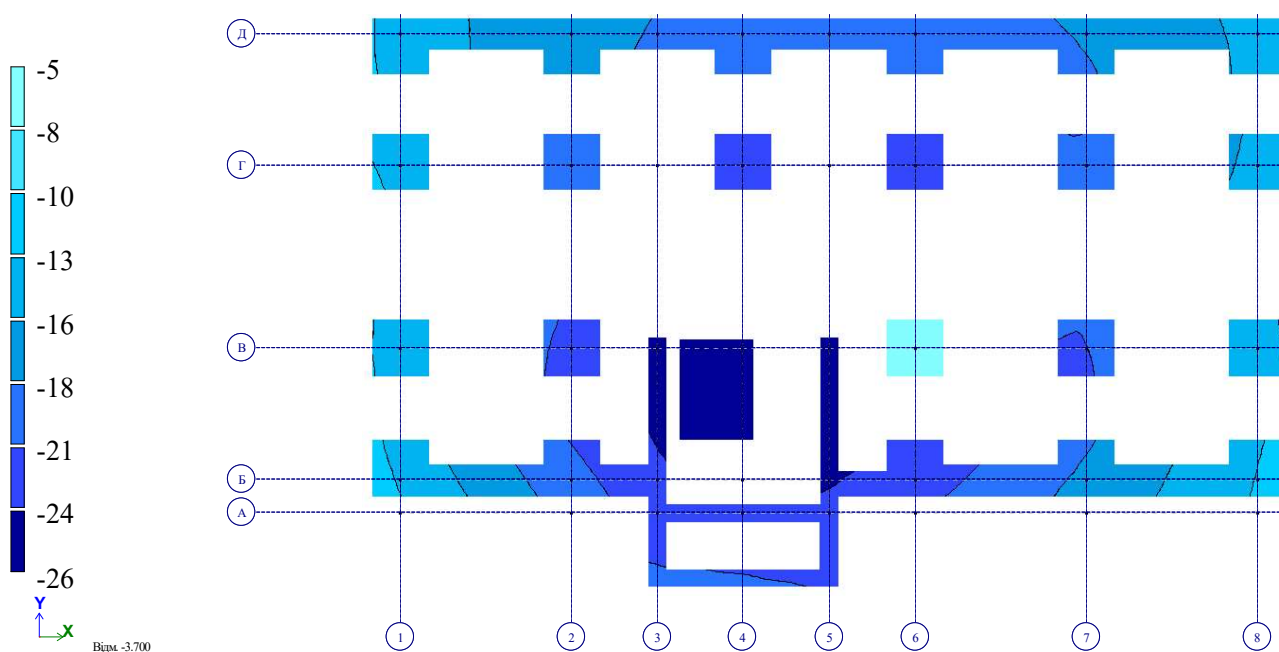


Рис. 4.15 Вертикальні переміщення ростверків пальових фундаментів секції будинку за даними розрахунку для стадії локальної відмови пілону підземного поверху (динамічний метод прямого інтегрування в часі), мм.

Ростверк куща паль під пілоном, що розглядається згідно сценарію локальної відмови (зона 0), отримав за результатами числового моделювання вертикальні переміщення 5 мм, що не характерно для роботи пальового фундаменту у ґрунтовому середовищі для розглянутої ситуації. Зменшення (зникнення) навантаження спричинило зменшення величини осідання пальового фундаменту, що відповідає пружній роботі ґрунту, чого не буде відбуватися в реальних умовах. Потрібно уточнювати модель взаємодії паль з ґрунтовою основою для дослідження швидкоплинних процесів деформування.

Максимальні значення згинальних моментів M_x, M_y (рис. 4.16) в ростверках пальових фундаментів секції будинку для стадії перевірки на аварійні впливи за результатами комп'ютерного моделювання складають відповідно 440 (кН·м)/м і 130 (кН·м)/м.

За характером розподілу згинальних моментів у ростверках пальових фундаментів секції будинку результати розрахунків у квазістатичній постановці (рис. 4.10) та з використанням динамічного методу прямого інтегрування в часі (рис. 4.16) мають схожу картину з близькими значеннями.

Моменти в ростверках пальових фундаментів в обраних для аналізу зонах мають значення (рис. 4.16):

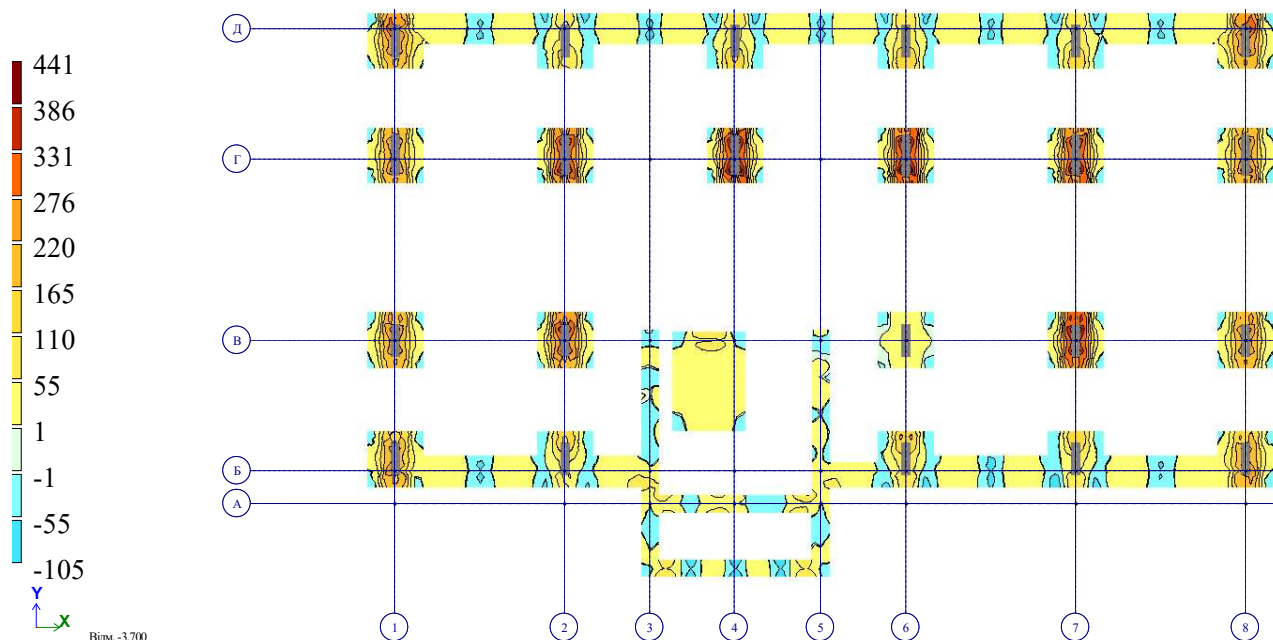
- зона 0: $M_x = 11 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}, M_y = 3 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}$ – зменшення до 95% порівняно з умовами нормальної експлуатації;
- зона 1: $M_x = 198 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}, M_y = 59 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}$ – збільшення до 25%;
- зона 2: $M_x = 257 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}, M_y = 66 \frac{\text{кН}\cdot\text{м}}{\text{м}}$ – збільшення до 10%.

Характер розподілу внутрішніх зусиль у вертикальних несучих конструкціях каркасу секції за даними комп'ютерного моделювання локальної відмови елемента з використанням динамічного методу прямого інтегрування в часі показав, що стискаючі зусилля в пілонах секції будинку знаходяться в діапазоні від 300 кН (для пілонів на верхньому поверсі) до 2300 кН та 3500 кН (для пілонів у підвальному поверсі) у периферійній та центральній частині відповідно (рис. 4.17).

Зусилля в пілонах, навколо видаленого (зона 1), внаслідок перерозподілу

навантажень отримали значення, що збільшилися на 15% (з 190 кН до 220 кН) для верхнього поверху секції, та на 30% (з 2450 кН до 3170 кН) для підвального поверху.

а)



б)

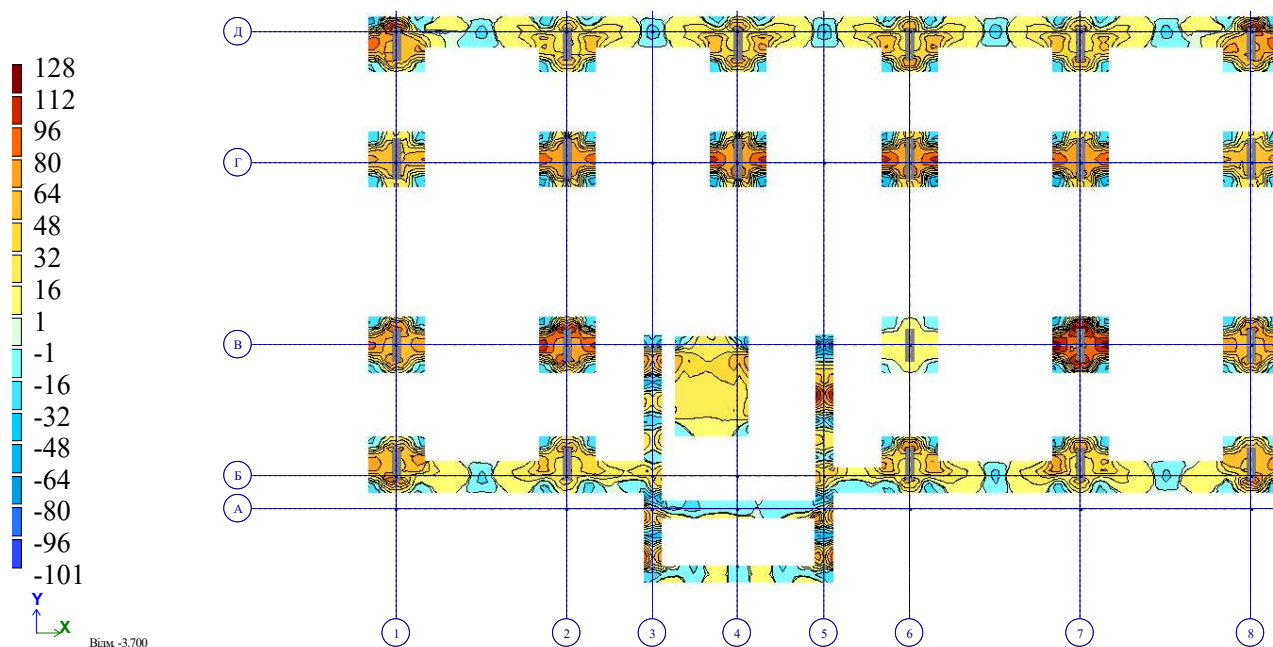


Рис. 4.16 Згинальні моменти у ростверках пальових фундаментів для розрахунку сценарію локальної відмови пілону підземного поверху (динамічна постановка): а - M_x , кН·м; б - M_y , кН·м.

Для пілонів кутової частини секції будинку (зона 2) за результатами перерозподілу внутрішніх зусиль очікуються значення, що збільшилися до 10% відносно умов нормальної експлуатації (рис. 4.5), а саме, поздовжні зусилля в ланцюжку кутових пілонів в осях «15»–«Б» зросли від початкових значень 290 кН до 315 кН на верхньому поверсі та з 1680 кН до 1800 кН у підвальному.

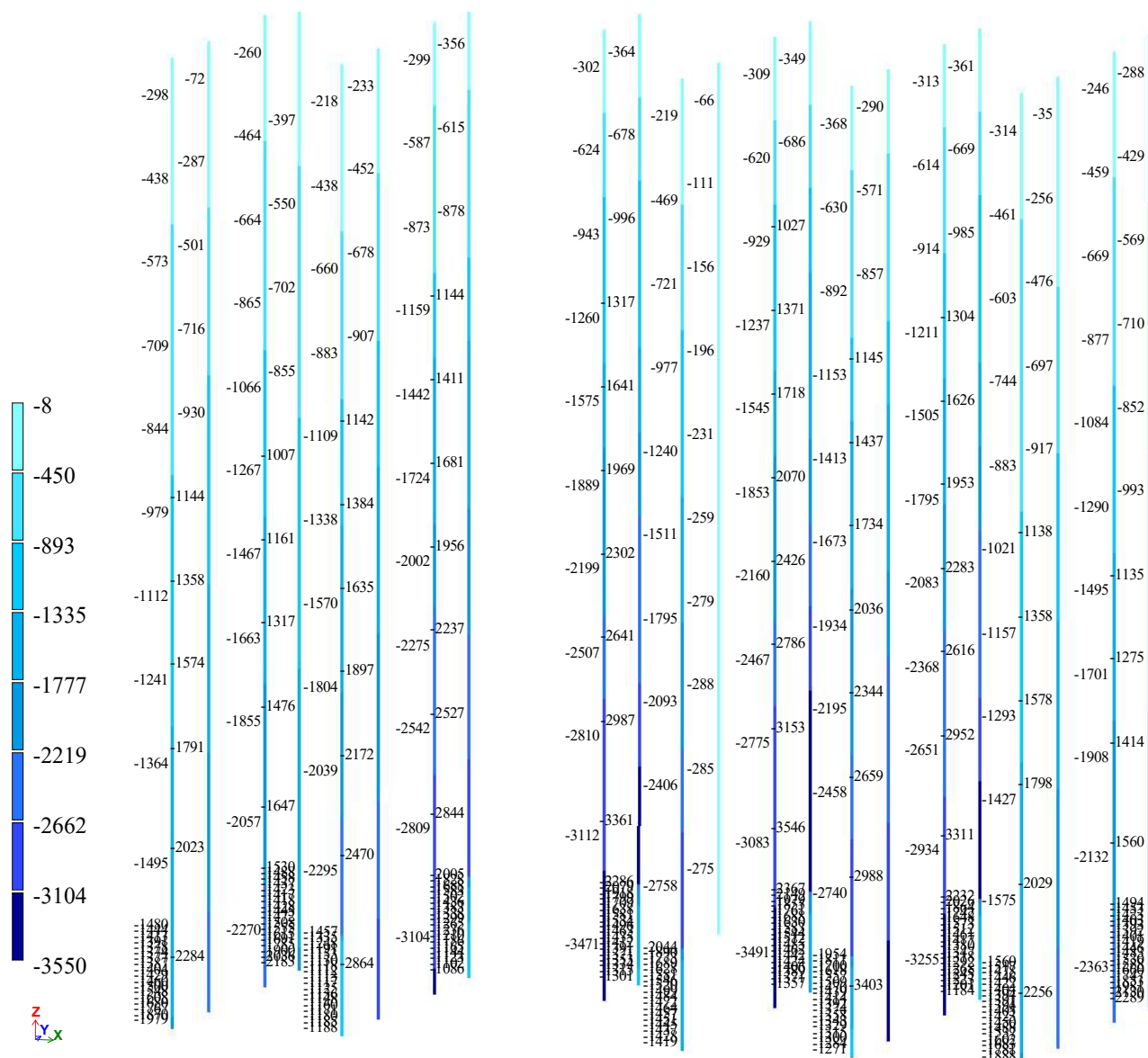


Рис. 4.17 Поздовжні зусилля в пілонах секції будинку для розрахунку за сценарієм локальної відмови пілону підземного поверху (динамічна постановка розрахунку), кН.

Пілони, що розташовані над видаленим вертикальним елементом (зона 0), мають стискаючі поздовжні зусилля (рис. 4.17), при цьому значення зусиль суттєво зменшилися і знаходяться в діапазоні від 70 кН (для верхнього поверху) до 300 кН

(для нижнього), що складає 10...30% від значень для умов нормальної експлуатації.

Характер перерозподілу навантаження на палі за даними комп'ютерного моделювання в динамічній постановці близький до результатів розрахунку у квазістатичній постановці.

Перерозподіл навантаження на палі за даними моделювання показав для паль під ядром жорсткості поздовжнє зусилля $N = 400 \dots 1250$ кН та $N = 420 \dots 950$ кН для кушів паль (рис. 4.18).

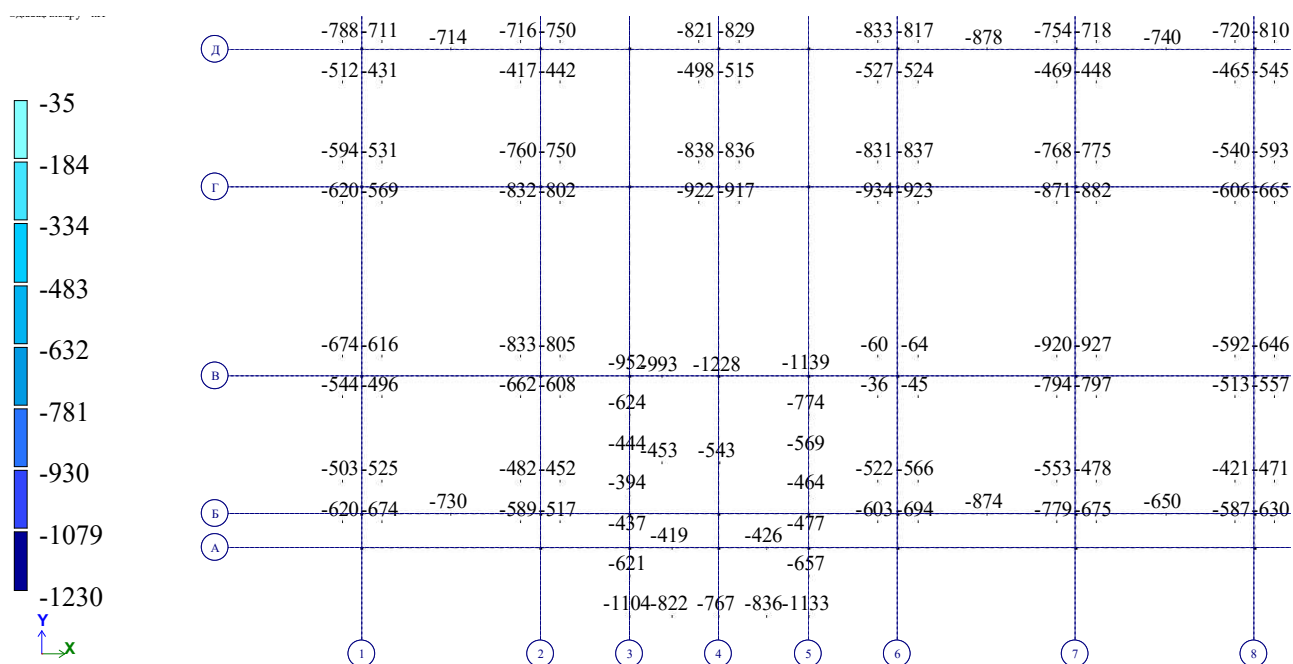


Рис. 4.18 Навантаження на палі, кН для розрахунку за сценарієм локальної відмови пілону підземного поверху (динамічна постановка розрахунку).

При цьому, куш паль під пілоном, що розглядався сценарієм розрахунку локальної відмови конструкції, за даними числового моделювання отримав значення навантаження на палі в діапазоні 35...65 кН, що в 5 разів більше за відповідні значення за розрахунком у квазістатичній постановці. Очікуваний приріст навантаження на палі оточуючих кушів за даними розрахунків - до 15% (рис. 4.20-б) від початкового значення поздовжніх зусиль в оголовках паль для умов нормальної експлуатації.

4.3.5 Аналіз результатів дослідження. Числове моделювання локальної відмови пілону підземного поверху показало перерозподіл внутрішніх зусиль у вертикальних несучих конструкціях будинку. Після вилучення пілону з конструктивної схеми, навантаження розподіляється на сусідні пілони, ядро жорсткості також сприймає частину зусиль.

За результатами розрахунку у квазістатичній постановці зафіксовано якісну зміну зусиль, де замість стиску виник розтяг в ланцюжку пілонів, які розташовані вище видаленого (рис. 4.11, 4.19), а у динамічній постановці – очікується значне зменшення (на 70...90%) величини поздовжніх зусиль у пілонах. Тобто зафіксовано роботу каркасу секції за принципом висячої (вантової) схеми.

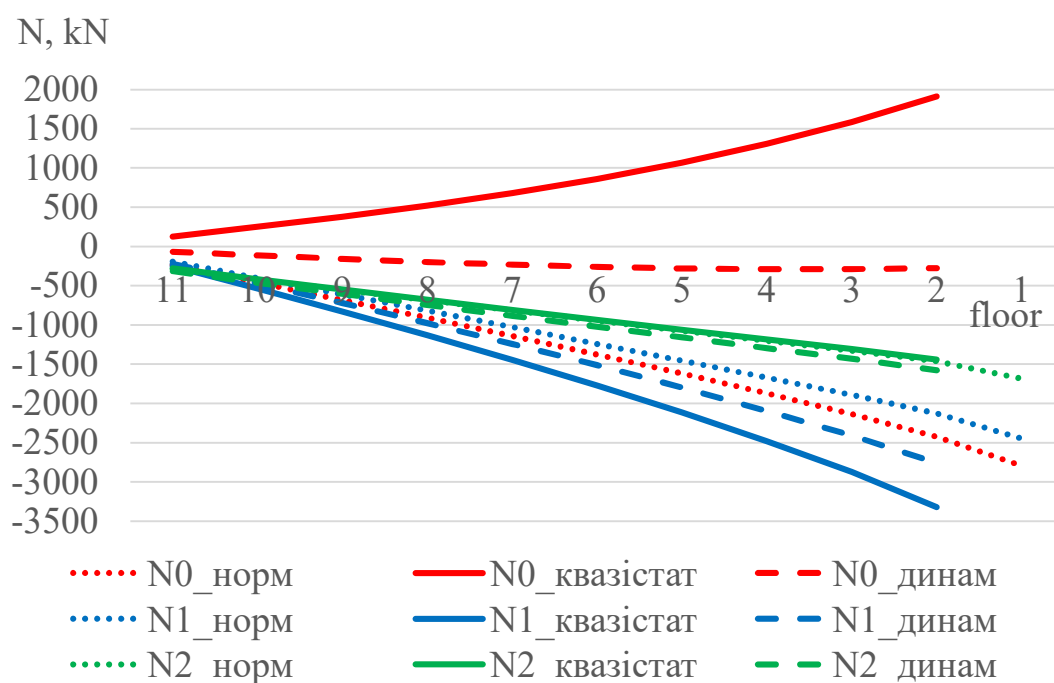
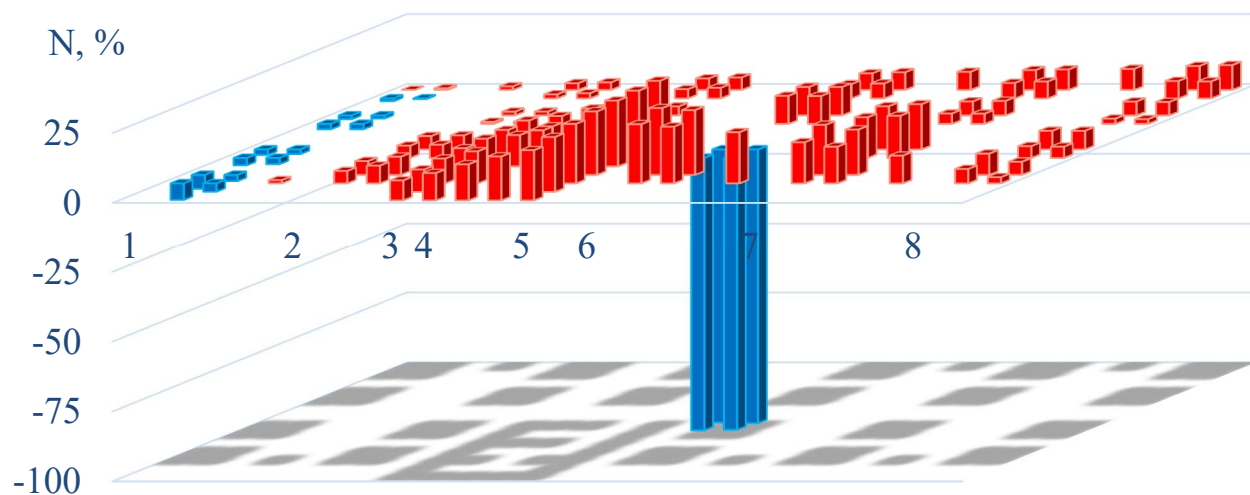


Рис. 4.19 Поздовжні зусилля у пілонах по висоті секції будинку (зони 0,1,2): для умов нормальної експлуатації, після локальної відмови конструкції (квазістатична постановка та динаміка в часі), кН

Поздовжні зусилля в оголовках паль в зоні гіпотетичного сценарію локальної відмови пілону для умов нормальної експлуатації за результатами числового моделювання отримано в діапазоні 650...800 кН . Для сценарію аварійного руйнування пілону за даними розрахунку у квазістатичній постановці навантаження на палі куща під видаленим пілоном зменшилося до 15 кН , а у

динамічній постановці - навантаження на палі відповідного куща знаходяться в діапазоні 35...65 кН.

а)



б)

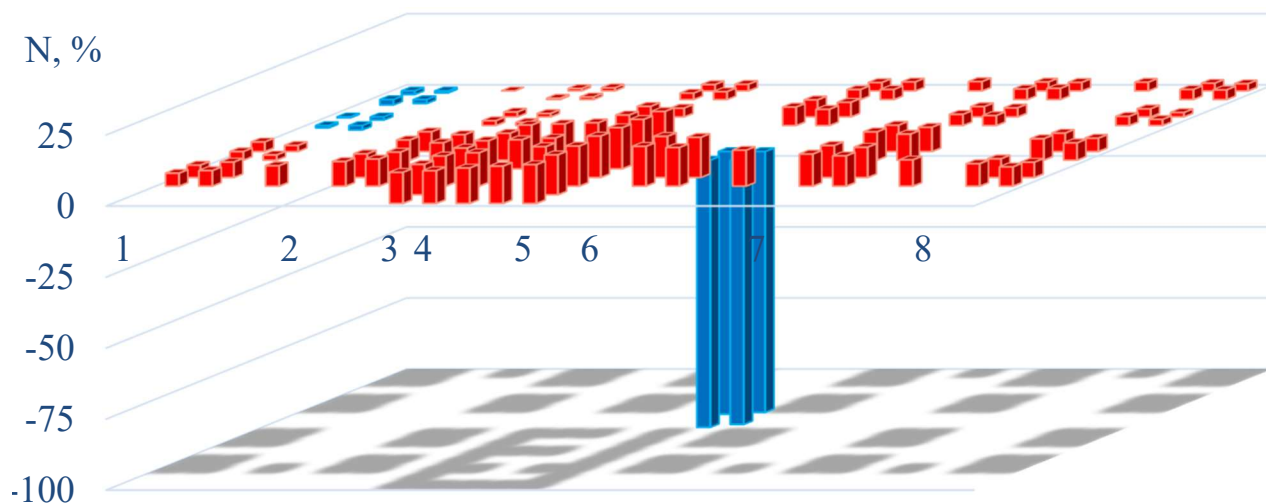


Рис. 4.20 Перерозподіл навантаження на палі за даними числового моделювання відносно значень для умов нормальної експлуатації: *а* - після локальної відмови конструкції (пілону), квазістатична постановка; *б* – теж, динаміка в часі.

Характер розподілу величин осідання пальових фундаментів будинку для умов нормальної експлуатації показав формування зони максимальних значень під ядром жорсткості, при цьому величина вертикальних переміщень складає за даними моделювання від 11 мм в кутових зонах будинку до 24 мм під сходово-ліфтовою шахтою секції будинку.

Зникнення (зменшення) навантаження на фундаментні конструкції внаслідок аварійного руйнування пілону підвального поверху за результатами числового моделювання в квазістатичній та динамічній постановках показало зменшення величини осідання фундаментів під видаленим елементом з початкових 21 мм до 1 мм та 5 мм відповідно, що може бути інтерпретовано як висмикування паль відповідного куща пальових фундаментів секції будинку.

Результати розрахунку з врахуванням локальної відмови пілону в підземній частині показали, що моделювання паль з використанням ланцюжка скінченних елементів перемінної жорсткості дає картину зміни напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій в зоні виходу з експлуатації вертикального несучого елемента, що не відповідає реальним умовам роботи навантаженого пальового фундаменту. За даними моделювання спостерігається ефект «висмикування» куща паль внаслідок зменшення (зникнення) навантаження на нього для етапу розрахунку локальної відмови пілону підвальної частини, що не відповідає реальним спостереженням взаємодії паль з ґрунтовим масивом при умові їх навантаження та подальшого розвантаження, коли нескельному ґрунту в навколопальовому просторі за умови його попереднього навантаження палями властиві значні пластичні незворотні деформації.

В реальних умовах пружна складова деформацій нескельної ґрунтової основи під навантаженням має місце, але її частка складає біля 10% від загальної деформації і набагато менша за пластичну складову, яка становить біля 90%. Тому результати розрахунків з використанням вищерозглянутої моделі взаємодії паль з основою дають неточні дані стосовно вертикальних переміщень пальових фундаментів і це може дезінформувати під час аналізу осідання фундаментів будинку.

Згинальні моменти в ростверку куща паль під пілоном, що згідно розглянутого сценарію виводився з експлуатації, зменшилися до значень, близьких до нульових, як за результатами розрахунку у квазістатичній, так і у динамічній постановках (рис. 4.21-а, б). При цьому суттєвого впливу на перерозподіл моментів в ростверках інших кущів паль не зафіксовано.

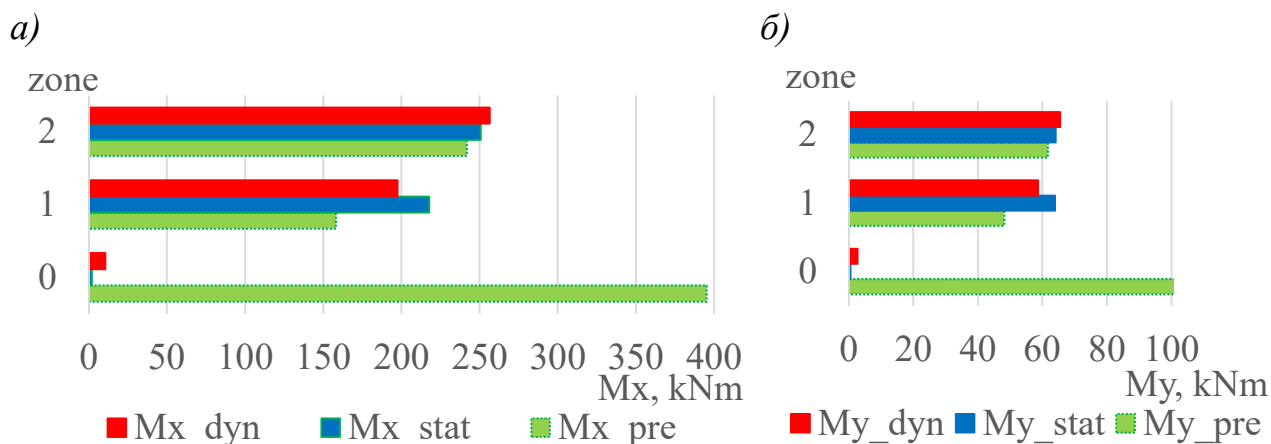


Рис. 4.21 Згинальні моменти в ростверках пальового фундаменту будинку (зони 0, 1, 2) для умов нормальної експлуатації, розрахунку локальної відмови пілону в квазістатичній та динамічній постановках: а – M_x , кН·м; б – M_y , кН·м

Споруда була розрахована за сценарієм локальної відмови елементу і за результатами комп'ютерного моделювання були застосовані заходи для збільшення її живучості. При цьому за критерій живучості була прийнята умова, що живучість конструкції забезпечена, якщо первинна відмова елементу не спричиняє руйнування інших конструкцій, на які перерозподіляється навантаження.

За результатами виконаного дослідження для підвищення живучості та забезпечення захисту конструкцій будівлі від їх виходу з експлуатації прийнято рішення про збільшення площі армування на 30...35% для пілонів в зоні входу в споруду подвійного призначення та в радіусі впливу видаленого елементу з метою сприйняття цими елементами зростаючих зусиль при перерозподілі навантажень під час виходу з експлуатації сусіднього елементу будівлі та оцінкою несучої

здатності елементів, які залишаються. В такому випадку для даного будинку виходу з експлуатації конструкцій не відбувається.

4.4 Напружено-деформований стан несучих конструкцій панельного будинку за даними моделювання локальної відмови елементу

4.4.1 Вихідні дані розрахунку. Для дослідження було обрано схему панельного будинку (рис.4.22), яка для зручності порівняння результатів числового моделювання має максимально схожі параметри із задачею, що розглядалася для каркасного будинку (розділ 4, п.4.3.1).

Дев'ятиповерховий крупнопанельний житловий будинок має поперечно-стінову конструктивну систему з постійним кроком та форму багатокутника в плані з розмірами в осях 32×18 м. Висота поверху приймалася 2,8 м, висота житлових приміщень від підлоги до стелі - 2,5 м. Будинок має підземний рівень, в якому передбачено паркінг та приміщення інженерних мереж (рис.4.23), який може використовуватися як споруда подвійного призначення.

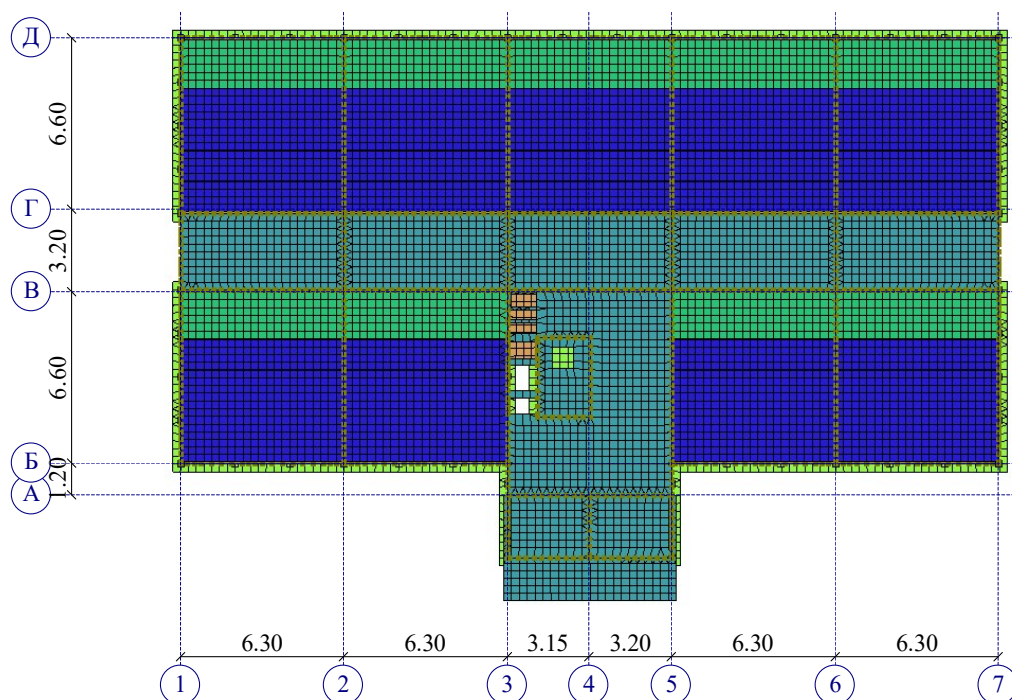


Рис. 4.22 План 1-го поверху секції будинку

В якості несучих елементів прийнято крупнопанельні стіни, багатопустотні плити перекриття, підземний поверх виконано із монолітних залізобетонних елементів (над підвальною поверхню перекриття з монолітного залізобетону, стіни підвального поверху монолітні), пальові фундаменти із бурових паль $\varnothing 420$ мм, розтерки монолітні стрічкові (рис. 4.24). Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою фундаментів, поздовжніх та поперечних стін, плит покриття та перекриття.

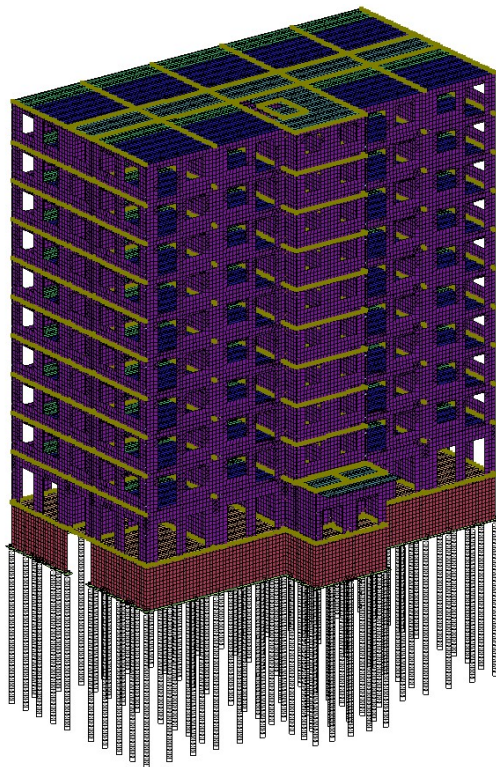


Рис. 4.23 Скінчено-елементна модель секції будинку

Місця з'єднання панелей – зварені по закладним деталям в панелях внутрішніх стін і по петлевим арматурним випускам в панелях зовнішніх стін. Місця з'єднання передбачені в двох рівнях по висоті поверху – поверху панелей та в рівні петлевих випусків для монтування опорних підкосів.

Геологічні умови майданчика (рис. 4.2) було умовно прийнято для зручності порівняння результатів числового моделювання аналогічними із задачею, що розглядалася для каркасного будинку (розділ 4, п.4.3.1): супіски з домішками будівельного сміття; що підстиляються гумусованими супісками, нижче яких залягають піски, супіски та суглинки. Постійний водоносний горизонт до

розвіданої глибини (20 м) відсутній.

Для реалізації дослідження були враховані наступні навантаження: власна вага конструкцій, вага снігового покриву та корисні навантаження.

Для будинку було виконано визначення напружено-деформованого стану для умов звичайної експлуатації за даними числового моделювання спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою, а також в рамках дослідження на наступних етапах було виконано перевірку на стійкість споруди до аварійних впливів з використанням квазістатичного розрахунку та динамічного методу прямого інтегрування в часі.

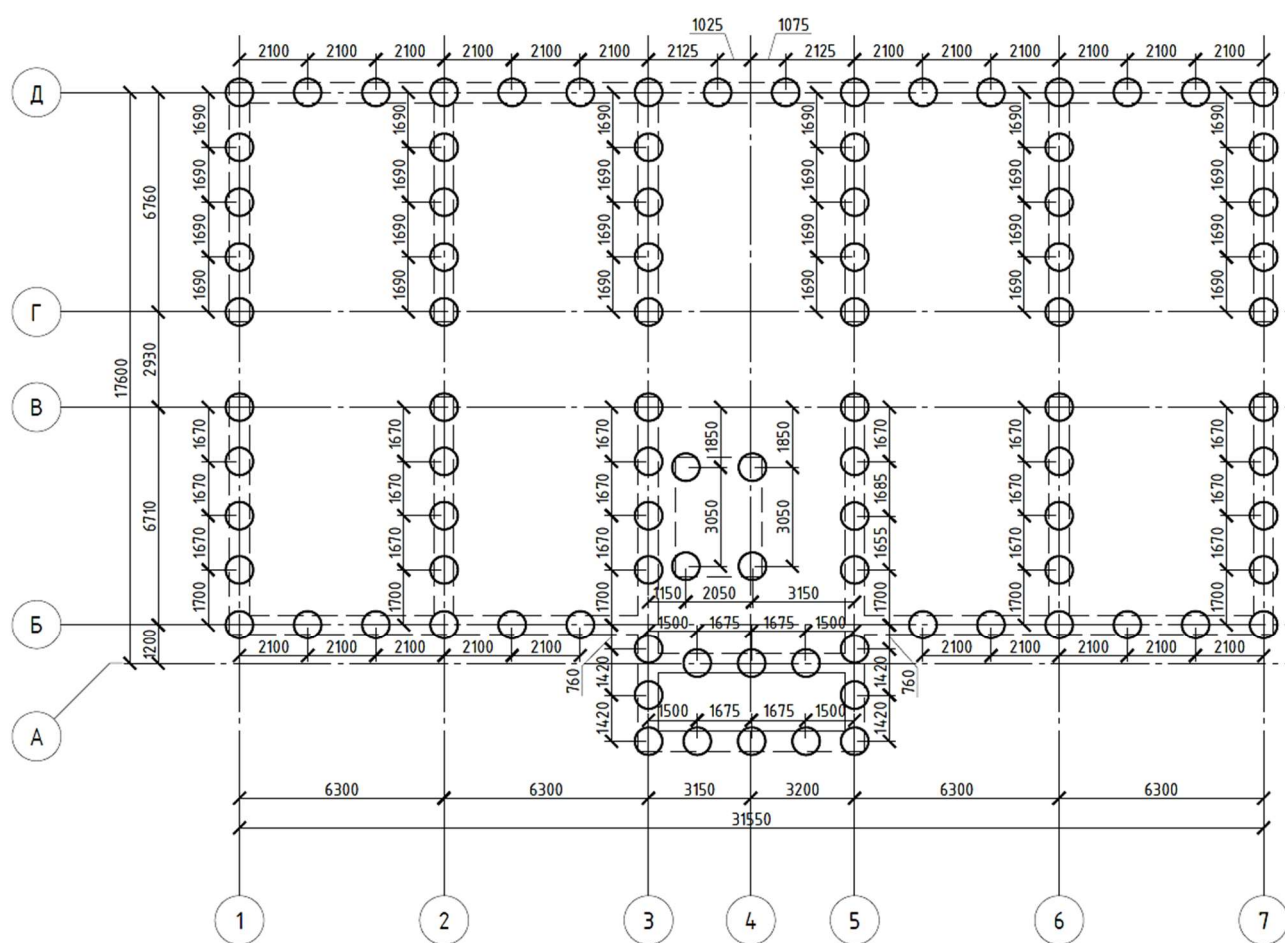


Рис. 4.24 План паль секції будинку

Для перевірки на аварійні впливи були використані нормативні значення для характеристик матеріалів. Жорсткісні показники несучих конструкцій будинку: палі та ростверки фундаментів, плита перекриття над підвальним поверхом та багатопустотні плити з бетону класу C20/25; монолітні стіни та стінові панелі – з бетону класу C30/35; арматура класу A500C. Для багатопустотних плит перекриття

був використаний приведений переріз (товщина 270 мм) і модуль деформації $E=1156733 \text{ кН/м}^2$ (для плит шириною 1,2 м) та $E=11604060 \text{ кН/м}^2$ (для плит шириною 1,8 м).

Несучим шаром пальових фундаментів прийнято ІГЕ-6 (пісок дрібний щільний малого ступеню водонасичення), при цьому очікувана несуча здатність одиночної палі по ґрунту становить 980 кН.

Взаємодія будинку з ґрунтовим масивом моделювалася із використанням підсистеми «Ґрунт» та застосуванням параметрів ґрунтів згідно даних інженерно-геологічних вишукувань, а палі моделювалися ланцюжком стержнів та СЕ57, що має шарнірне з'єднання з ростверком.

Для оцінки можливості виходу з експлуатації залізобетонних конструкцій було виконано відповідний конструктивно- та генетично-нелінійний розрахунок, де розглядався один із сценаріїв можливих руйнувань конструкцій. Дослідження включало моделювання руйнування несучої конструкції, що знаходиться біля входу в будинок, а саме відмова внутрішньої стінової панелі першого поверху в осях «б»-«Б-В». Отже, було розглянуто реалізацію гіпотетичної аварійної ситуації з руйнуванням несучої конструкції будинку та врахуванням еволюції формування напружено-деформованого стану конструкцій, а саме:

- 1) режим звичайної експлуатації (повна конструктивна схема, НДС несучих конструкцій в умовах нормальної експлуатації).
- 2) аварійна ситуація - локальна відмова несучої стіни 1-го поверху в осях «б»-«Б-В».

4.4.2 Напружено-деформований стан елементів системи для умов нормальної експлуатації. Для коректного накопичення напружень і деформацій було визначено початковий напружено-деформований стан несучих конструкцій будинку для умов нормальної експлуатації.

Характер розподілу напружень в монолітних стінах підвального поверху наведено на рис. 4.25-а. Збільшення значень зусиль характерно для зон з максимальними вертикальними переміщеннями фундаментних конструкцій (поздовжній проліт секції в осях «В»-«Г»). В збірних панелях по осі «б»-«Б-В»

(панелі, що розташовані над конструкцією, яка буде видалятися при виконанні перевірки на локальну відмову елементу) поздовжнє зусилля N_y змінюється в діапазоні 2000...7000 кН/м² на 2-му поверсі та 2000...5000 кН/м² на 3-му поверсі (рис.4.25-б).

За результатами числового моделювання характер деформування ґрунтової основи відповідає формуванню зони максимальних значень вертикальних переміщень в центральній зоні секції будинку (рис. 4.26). Зона максимальних вертикальних переміщень розташована в осях «2-б»-«В-Г», де значення осідання ростверку за результатами числового моделювання змінюється в межах 10...12 мм, при цьому для кутових зон фундаментів секції очікуються вертикальні переміщення в діапазоні 3...4 мм. Осідання ростверку під стіною, що буде розглядатися в подальшому сценарієм локальної відмови елементу (в осях «б»-«Б-В»), складає 6...10 мм. При цьому відносна різниця осідань фундаментних конструкцій для умов нормальної експлуатації складає $\Delta S/L = 0,0008$, що не перевищує граничного значення згідно нормативних вимог $(\Delta S/L)_u = 0,002$.

Навантаження на палі фундаментів секції будинку для стадії нормальної експлуатації приведено на рис.4.27. В зоні виникнення максимальних вертикальних переміщень фундаментів (проліт секції в осях «В»-«Г») поздовжні зусилля в оголовках паль за даними числового моделювання мають найбільші значення (1000...1600 кН), при цьому решта паль отримали навантаження в діапазоні 500...850 кН, що не перевищує допустиме навантаження на одиночну палю по ґрунту.

В зоні ліфтово-сходової клітини навантаження на палі змінюється в діапазоні від 520 кН до 1240кН, з тенденцією збільшення значень з наближенням до центрального поздовжнього прольоту в осях «В»-«Г».

Палі під рештою несучих стін секції мають стискаюче зусилля в оголовках від 530 кН до 1660 кН з аналогічною тенденцією збільшення значень з наближенням до центрального поздовжнього прольоту в осях «В»-«Г».

Значення стискаючих поздовжніх зусиль в оголовках паль по осі «б»-«Б-В» (в зоні під конструкцією, що буде розглядатися при виконанні перевірки на

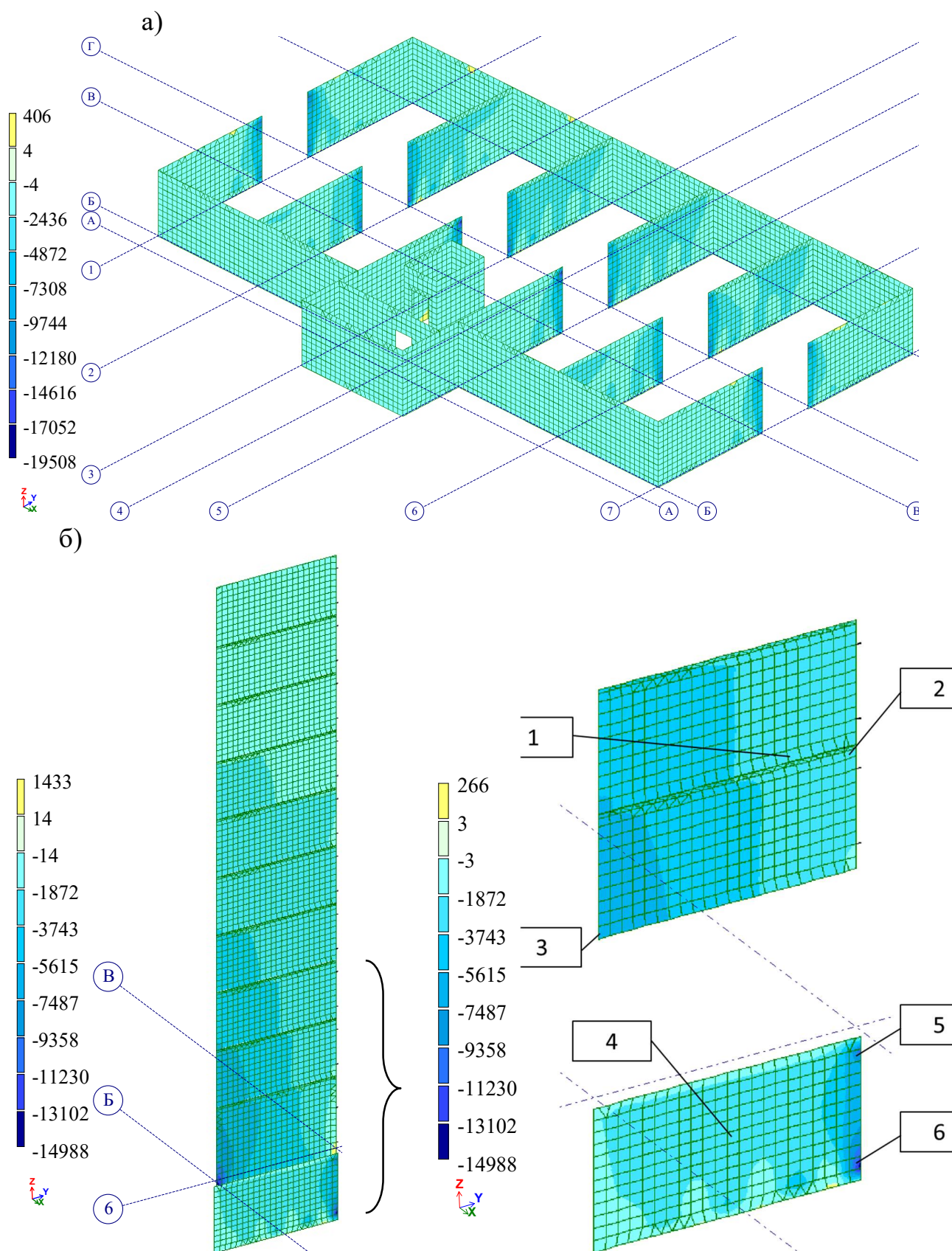


Рис. 4.25 Поздовжні зусилля N_y в стінах секції будинку для умов нормальної експлуатації, кН/м² : а – в стінах підвального поверху; б – в стінах по осі «б».

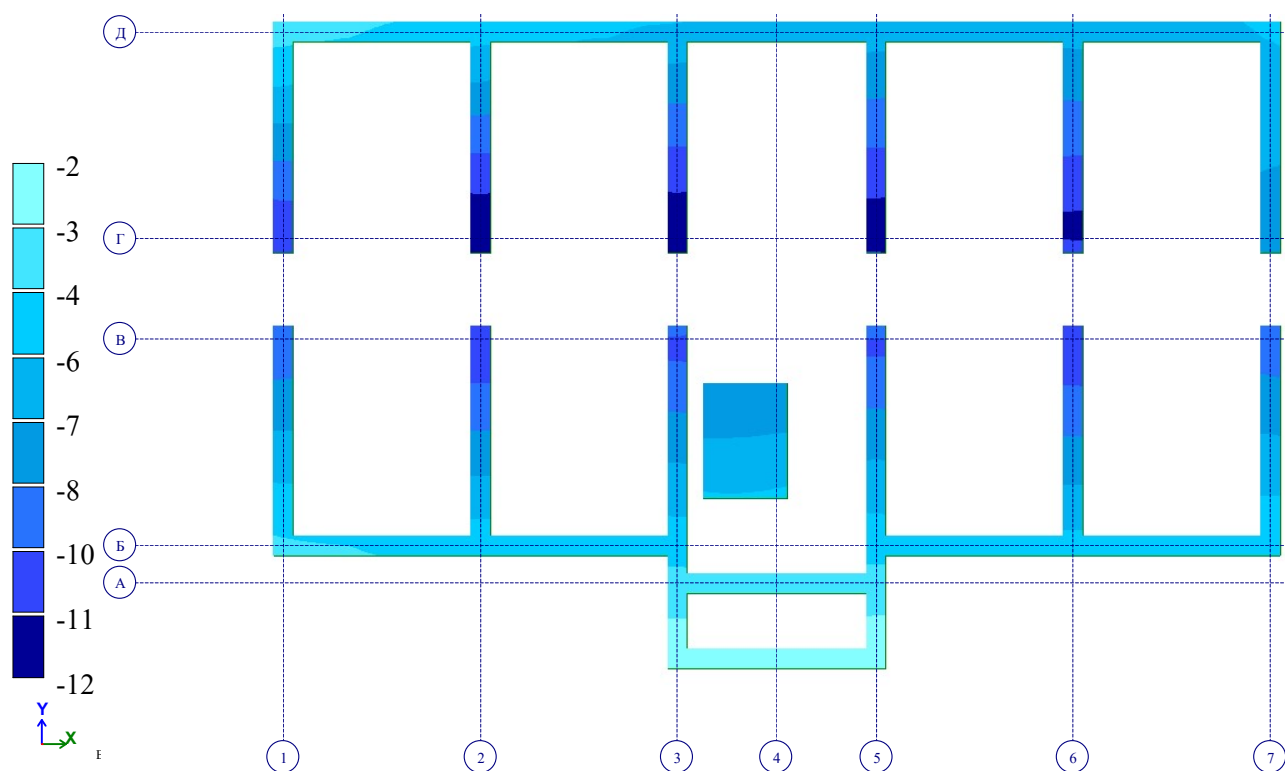


Рис. 3.26 Вертикальні переміщення ростверків пальових фундаментів секції будинку для умов нормальної експлуатації, мм

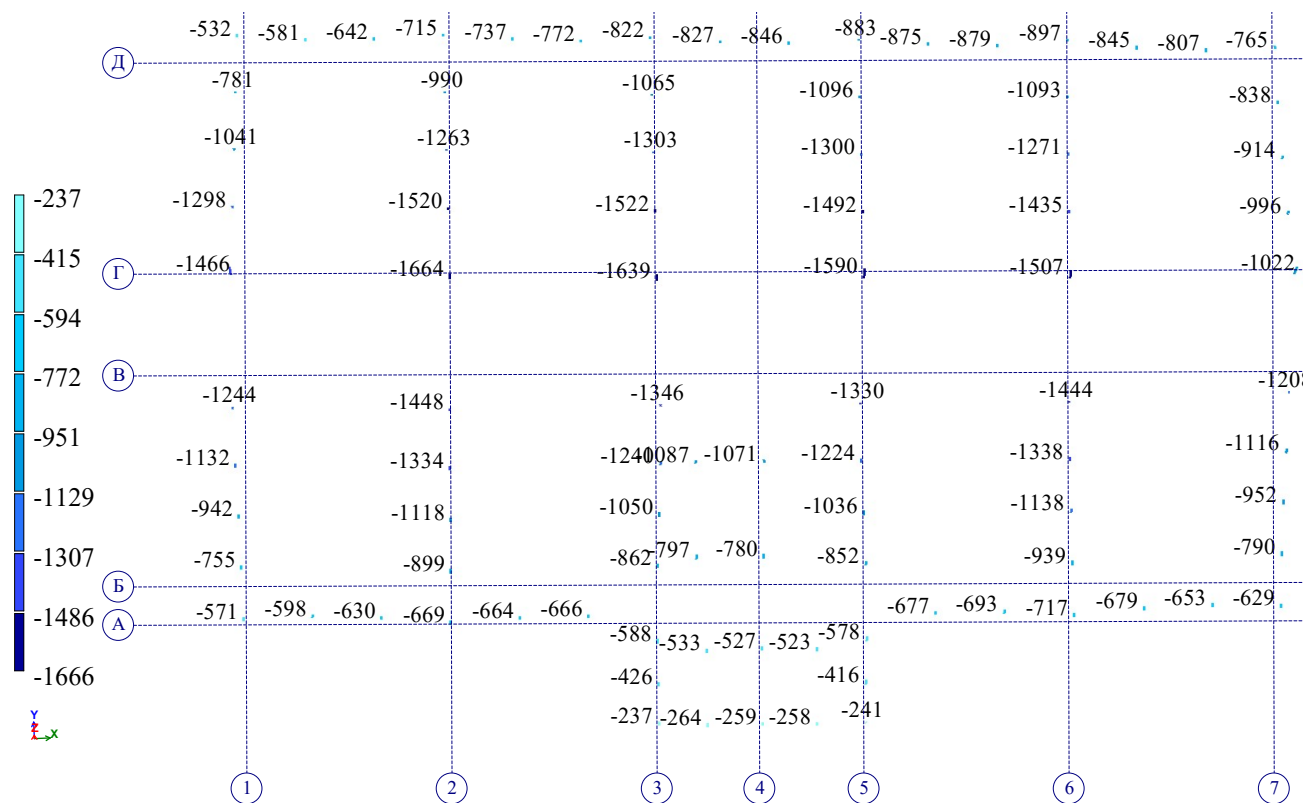
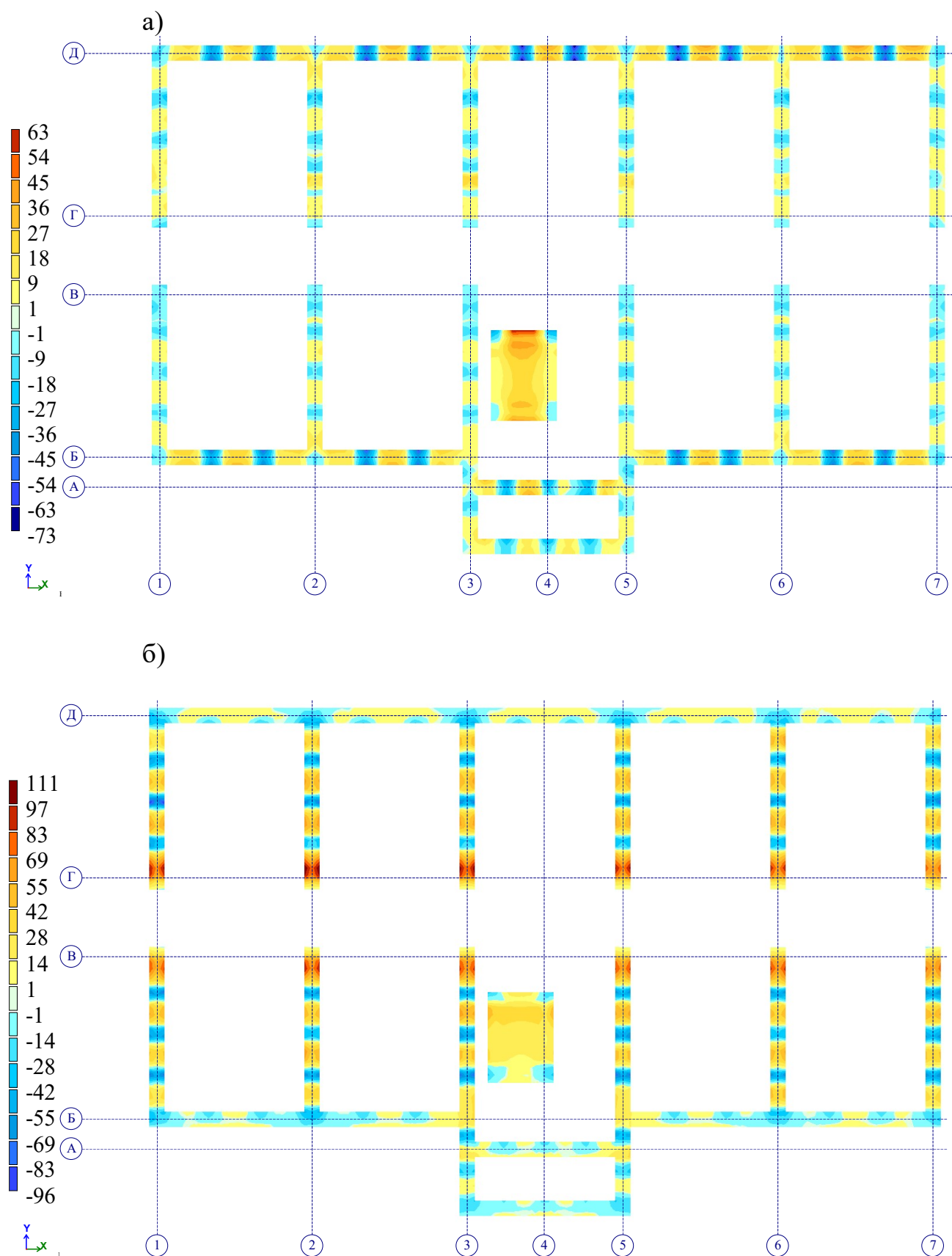


Рис. 4.27 Навантаження на палі, кН для умов нормальної експлуатації



локальну відмову елементу) змінюються в діапазоні від 700 до 1450 кН для умов нормальної експлуатації.

Значення згинальних моментів M_x в ростверках пальових фундаментів секції будинку для умов нормальної експлуатації відповідають стискаючим зусиллям величиною до 30...75 (кН·м)/м в місцях спирання ростверку на палі та в прольотах між палями - розтягуючим зусиллям величиною до 20...65 (кН·м)/м (рис. 4.28-а).

Розподіл згинальних моментів M_y в ростверках має схожий характер, при цьому значення стискаючих зусиль в місцях спирання ростверку на палі та розтягуючих в прольотах між палями сягає 30...60 (кН·м)/м (рис. 4.28-б). При цьому в зоні виникнення максимальних деформацій фундаментних конструкцій (вздовж осей «В» та «Г») за результатами числового моделювання значення згинальних моментів M_y в ростверку мають знак «+» та за величиною сягають 110 (кН·м)/м.

Епюри згинальних моментів в ростверку, що знаходиться під стіною панеллю, яка на наступних етапах розрахунків буде видалятися під час перевірки на локальну відмову конструкції (ростверк в осях осі «б»-«Б-В»), наведена на рис. 4.29.

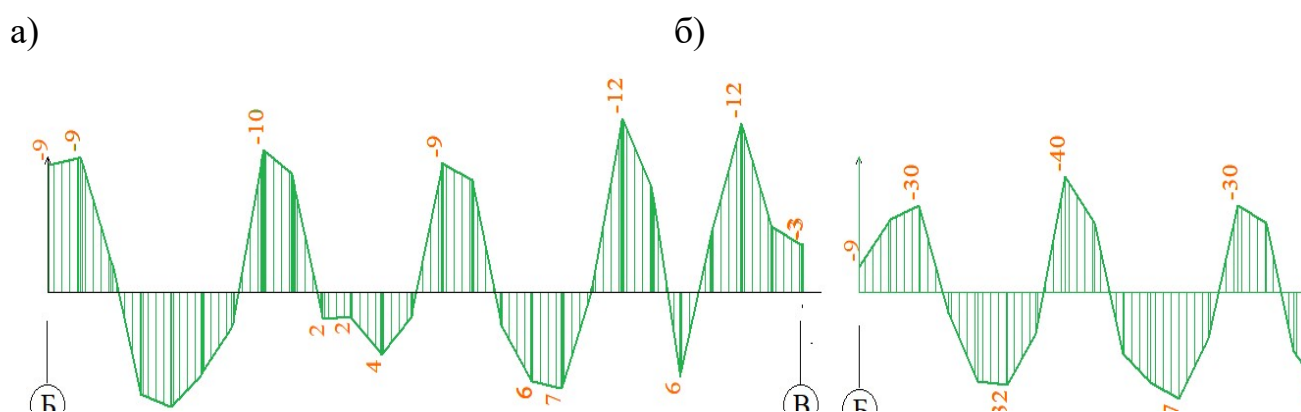


Рис. 4.29 Епюри згинальних моментів в ростверку секції в осях осі «б»-«Б-В» для умов нормальної експлуатації: а – M_x , (кН·м)/м; б – M_y , (кН·м)/м;

Значення моментів M_x змінюються в діапазоні 2...8 (кН·м)/м для розтягнутої зони і -3...-12 (кН·м)/м для стиснутої. Відповідно значення M для розтягнутої і стиснутої зони мають значення 30...60 (кН·м)/м і -30...-50 (кН·м)/м.

4.4.3 Результати квазістатичного методу розрахунку НДС. Перед відмовою елементу для отримання коректного напружено-деформованого стану несучих конструкцій було застосовано систему «Монтаж», з наступним прикладанням обчислених реакцій від конструкції, що видаляється, та з урахуванням заданого коефіцієнту динамічності, який встановлюється для імітації динамічних ефектів в результаті виходу з експлуатації конструкції.

Локальна відмова елементу моделювалася зусиллями, що були визначені для цього елементу за даними розрахунку для умов нормальної експлуатації, прикладеними до відповідної розрахункової схеми, згідно сценарію аварійного впливу, з протилежним знаком. Коефіцієнт динамічності K_d (4.1) було прийнято рівним 2 (рис. 4.30) для миттєвого прикладання навантаження на опорну поверхню внаслідок руйнування конструкції панелі (падіння з висоти $H = 0$), що відповідає впливу сили, яка дорівнює подвоєній вазі зруйнованої конструкції, завантаження за схемою «pulldown».

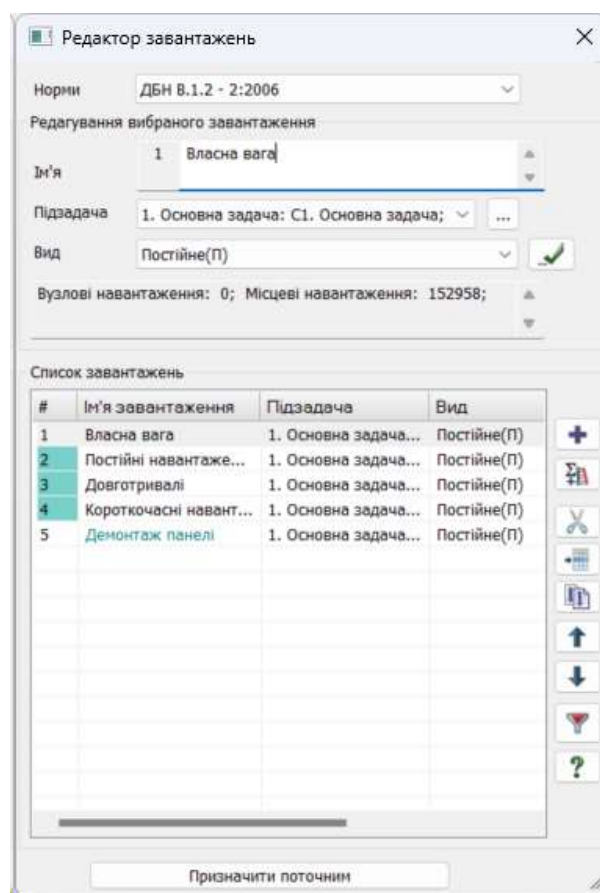
За даними моделювання аварійного впливу в квазістатичній постановці внаслідок локальної відмови стінової панелі першого поверху (осях «б»-«В-Г») відбувся перерозподіл напружень та деформацій в несучих конструкціях секції будинку.

Перерозподіл зусиль в несучих стінах підвального поверху після виходу з експлуатації стінової панелі першого поверху приведено на рис.4.31. Спостерігається поява зон зі зміною знаку зусилля на протилежний (в радіусі впливу), а також локальне збільшення величини зусилля в точках-концентраторах напружень (наприклад, збільшення зусилля від 3000 кН/м^2 до 45000 кН/м^2 в стіні 1,2 поверху на перетині осей «б»-«В»).

Зона максимальних деформації фундаментів залишилася в центральній частині секції (поздовжній проліт в осях «В»-«Г»), при цьому центр воронки осідання змістився вбік до місця розташування стінової панелі, яка видаляється. Максимальне значення осідання складає 16 мм, що відповідає збільшенню на 30% порівняно з умовами нормальної експлуатації. Ростверки кутових зон секції будинку за даними моделювання мають вертикальні переміщення 4...6 мм

(рис. 4.32). Відносна різниця осідань фундаментних конструкцій складає $\Delta S/L = 0.0017$, що не перевищує граничного значення згідно нормативних вимог $(\Delta S/L)_u = 0,002$.

а)



б)

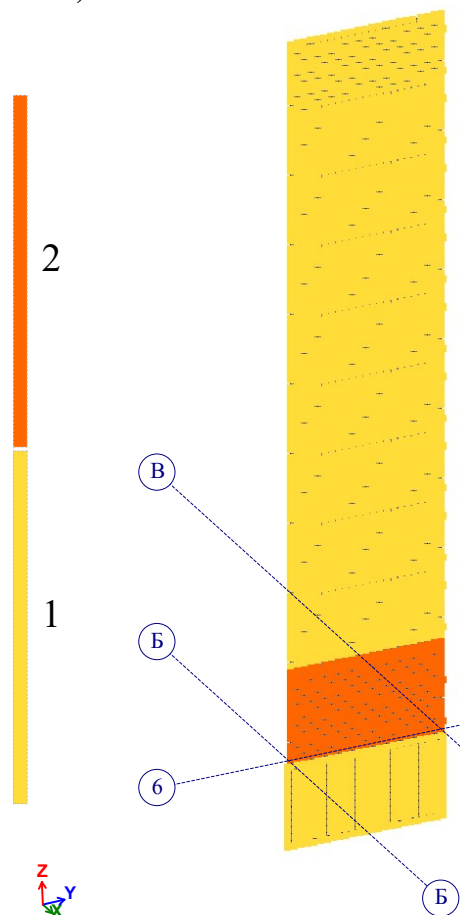


Рис. 4.30 Параметри розрахунку квазістатичним методом: а – види завантажень; б – мозаїка коефіцієнтів динамічності по z.

Ростверк під стіною панеллю, що виводиться з експлуатації згідно сценарію, за результатами числового моделювання має вертикальні переміщення в діапазоні $-10...+6$ мм, тобто очікується підняття фундаментних конструкцій, що не характерно взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовим середовищем. Спостерігається надмірно пружна реакція ґрунтової основи, що не відповідає реальним умовам роботи паль в дисперсному ґрунті при зменшенні або зникненні навантаження на палю, коли як відомо, величина пружних деформацій не перевищує 10% від загальної деформації дисперсного ґрунту, якому властиві незворотні пластичні деформації.

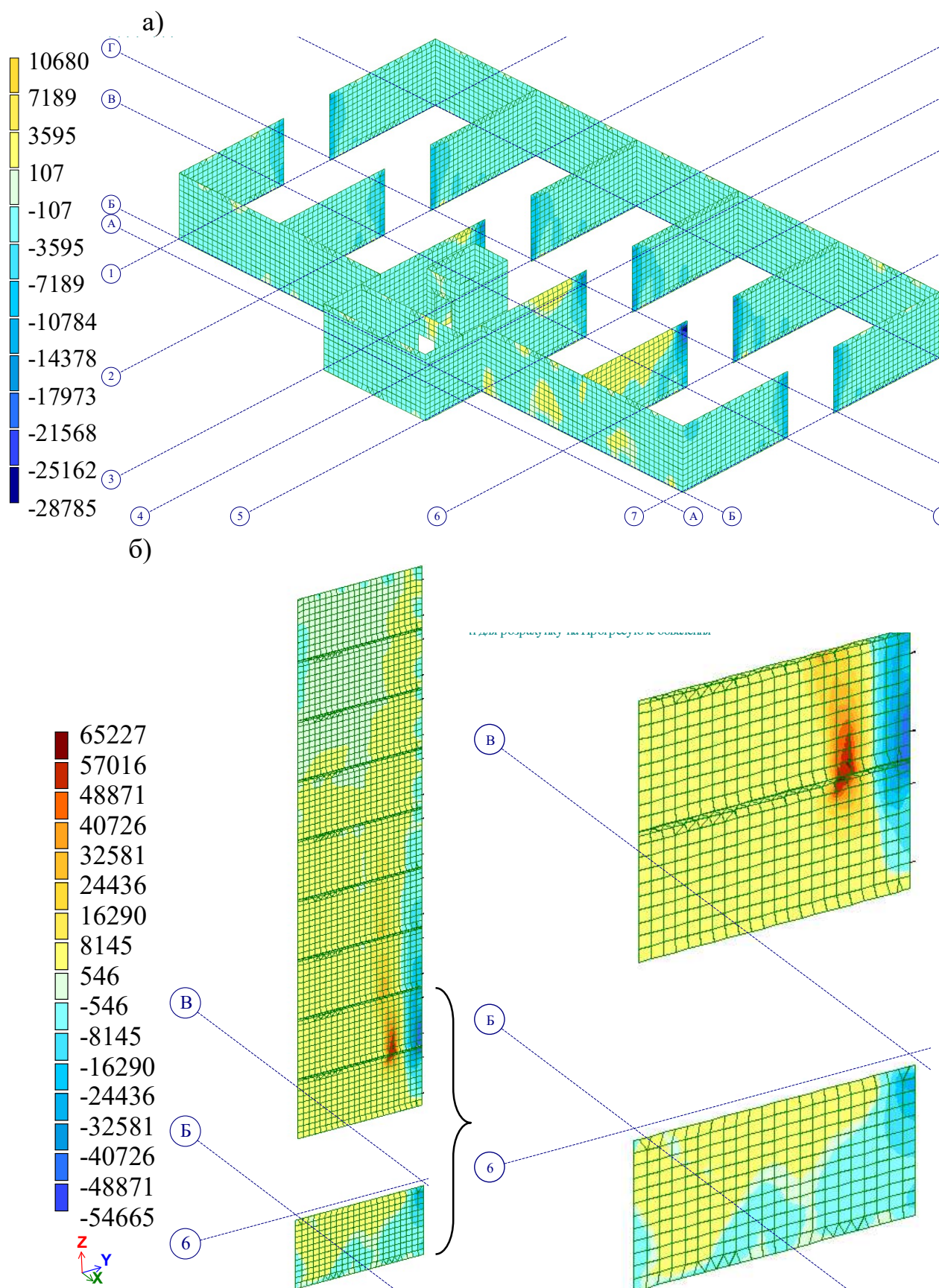


Рис. 4.31 Поздовжні зусилля N_y в стінах секції будинку (квазістатична постановка), kN/m^2 : а – в стінах підвального поверху; б – в стінах по осі «б».

Тому використання для моделювання підходів, де взаємодія паль з основою моделюється ланцюгом скінченних елементів перемінної жорсткості, для швидкоплинних процесів деформування та значного розвантаження основи потребує уточнення та не забезпечує адекватних даних про вертикальні переміщення паль після їх розвантаження (рис. 4.32).

Для застосованого підходу моделювання просторової роботи конструкцій будинку та їх спільної роботи з ґрунтовим масивом спостерігається ефект локального вигину фундаментних конструкцій внаслідок перерозподілу навантаження в надземних несучих конструкціях (робота паль на висмикування, локальний відрив ростверку від основи).

Перерозподіл навантаження на палі за даними числового моделювання показав поздовжнє зусилля $N = 440 \dots 1230$ кН для паль зони ліфтово-сходового блоку та $N = 245 \dots 2100$ кН для паль під іншими несучими стінами (рис. 4.33) з тенденцією збільшення значення з наближенням до поздовжнього центрального прольоту секції в осях «В»-«Г». Значення стискаючих поздовжніх зусиль в оголовках паль по осі «б»-«Б-В» (в зоні під конструкцією, що розглядається при виконанні перевірки на локальну відмову елементу) зменшилися і знаходяться в діапазоні від 440 до 1170 кН збільшуючись із наближенням до центральної частини. до перетину осей «б»-«Б»).

Згинальні моменти в ростверках пальових фундаментів секції будинку для стадії перевірки на аварійні впливи за даними числового моделювання в квазістатичній постановці наведено на рис.4.34. Внаслідок перерозподілу навантажень в надфундаментних конструкціях секції після руйнування панелі очікується локальна зміна знаку зусилля в ростверку на протилежний, а також значене збільшення величини згинального моменту. Наприклад, зусилля M_x у ростверку під видаленою стіновою панеллю (ростверк в осях «б»-«Б-В»), переважно мають від'ємні значення за результатами розрахунків у квазістатичній постановці (рис.4.34-а), при цьому очікується збільшення значень до $-30 \dots 60$ (кН·м)/м. Прогнозується за даними числового моделювання зміна знаку згинальних моментів M_y в зоні стикування внутрішніх стін (по осі «б») з контурною стіною

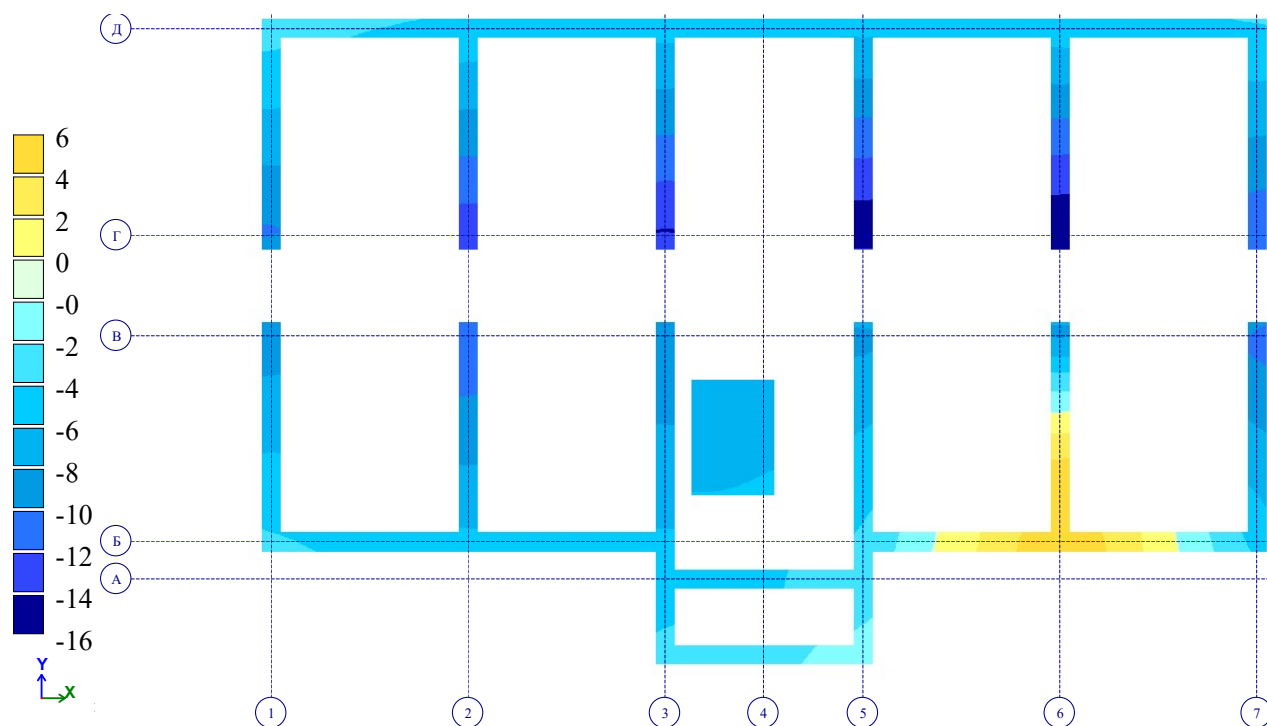


Рис. 4.32 Вертикальні переміщення ростверків пальових фундаментів секції будинку для розрахунку сценарію локальної відмови стінової панелі першого поверху (квазістатична постановка розрахунку), мм

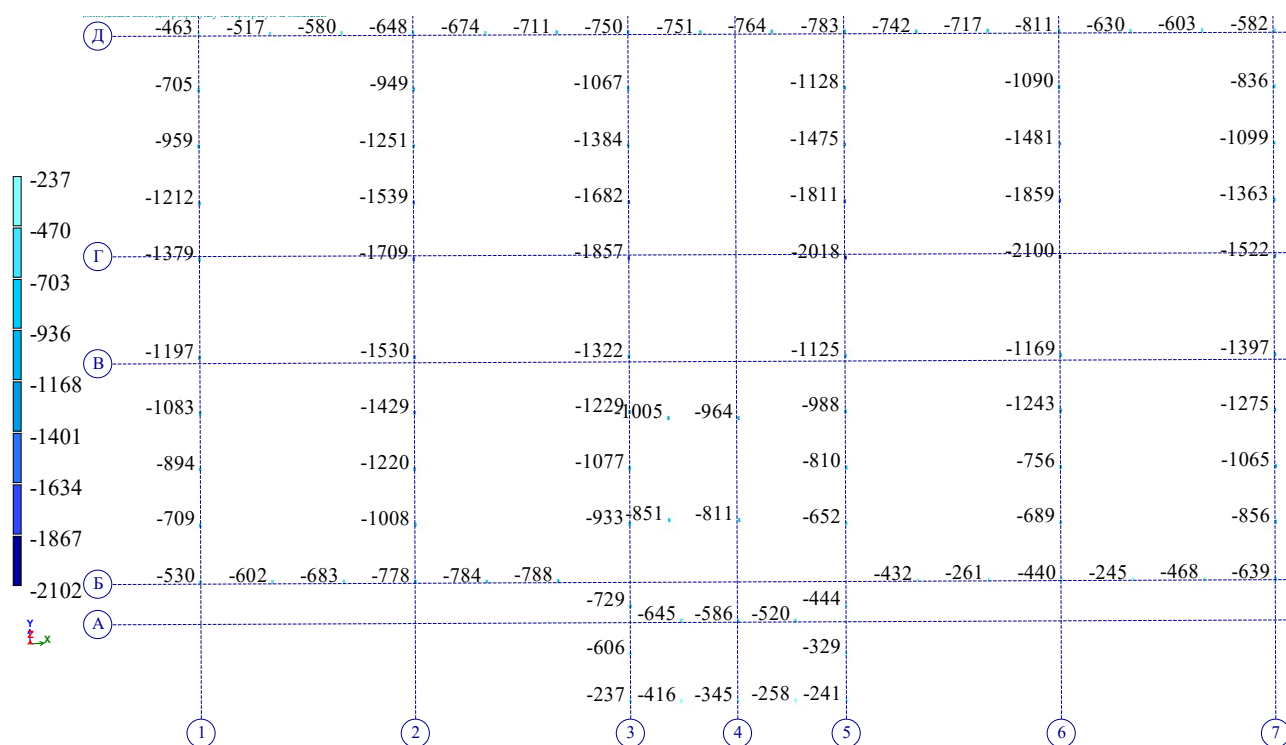


Рис. 4.33 Навантаження на палі за розрахунком локальної відмови конструкції стінової панелі першого поверху (квазістатична постановка розрахунку), кН

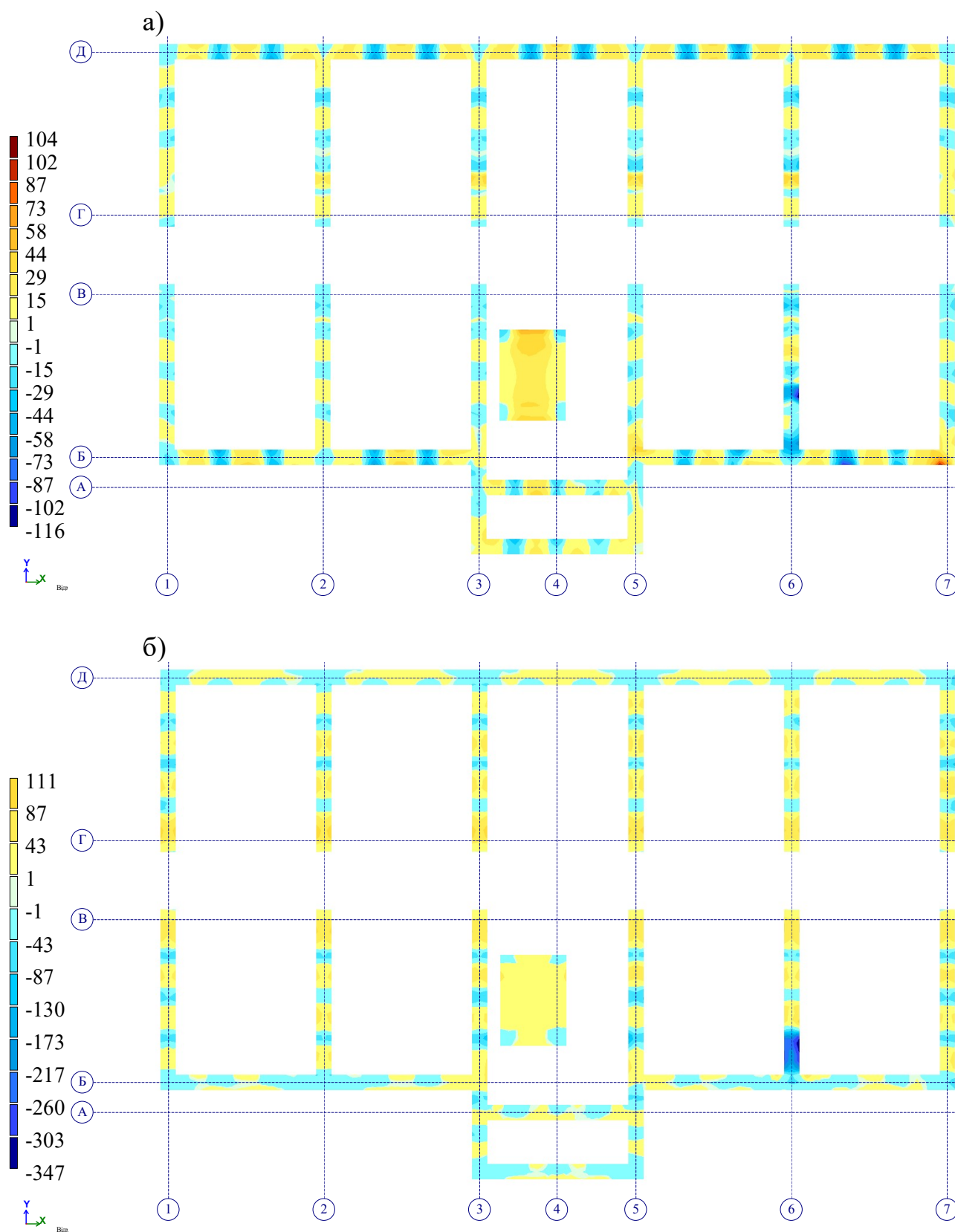


Рис. 4.34 Згинальні моменти у ростверках пальових фундаментів для розрахунку сценарію локальної відмови стінової панелі першого поверху (квазістатична постановка): а - M_x , кН·м; б - M_y , кН·м:

а)

б)

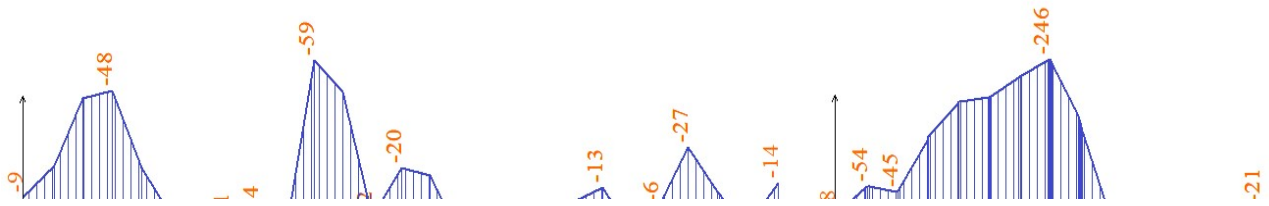


Рис. 4.35 Епюра згинальних моментів в ростверку секції в осях осі «б»-«Б»

В», квазістатичний розрахунок локальної відмови конструкції,

(кН * м)/м: а – M_x ; б – M_y

(по осі «Б»), а також локальне збільшення величини зусилля до 250 (кН·м)/м (рис.4.34-б).

4.4.4 Результати динамічного методу прямого інтегрування в часі.

Розрахунок динамічним методом прямого інтегрування рівнянь руху в часі було виконано з врахуванням демпфування в нелінійній постановці. При цьому було ураховано історію навантажень та на завершальній стадії відбувалося додавання імпульсного навантаження в зазначений проміжок часу.

За результатами розрахунку аварійного впливу в динамічній постановці внаслідок локальної відмови конструкції стінової панелі першого поверху (осях «б»-«В-Г») відбувся перерозподіл напружено-деформованого стану несучих конструкцій секції будинку.

Перерозподіл зусиль в несучих стінах підвального поверху після виходу з експлуатації стінової панелі першого поверху приведено на рис. 4.36. Спостерігається поява зон зі зміною знаку зусилля на протилежний (в радіусі впливу), а також локальне збільшення величини зусилля в точках-концентраторах напружень (наприклад, збільшення зусилля від 8000 кН/м² до 22000 кН/м² в стіні підвального поверху на перетині осей «б»-«В»).

Максимальні значення вертикальних переміщень фундаментних конструкцій зосереджені в центральній частині секції (поздовжній проліт в осях «В»-«Г»), при цьому, аналогічно результатам розрахунку у квазістатичній

постановці, центр воронки осідання змістився вбік до місця розташування стінової панелі, яка видаляється.

Максимальне значення осідання складає 13 мм (рис. 4.37), що відповідає збільшенню на 8% порівняно з умовами нормальної експлуатації. Ростверки кутових зон секції будинку за результатами числового моделювання мають вертикальні переміщення 2...6 мм. Відносна різниця осідань фундаментних конструкцій складає $\Delta S/L = 0.0012$, що не перевищує граничного значення згідно нормативних вимог $(\Delta S/L)_u = 0,002$.

Ростверк під стіновою панеллю, що виводиться з експлуатації згідно сценарію, за результатами числового моделювання має вертикальні переміщення в діапазоні 3...12 мм, що відповідає збільшенню нахилу ростверку до центрального поздовжнього прольоту секції (відносна різниця осідань крайніх точок ростверку осей «б»-«Б-В» збільшується в 2 рази) .

Перерозподіл навантаження на пальі за даними числового моделювання показав поздовжнє зусилля $N = 550 \dots 1230$ кН для паль зони ліфтово-сходового блоку та $N = 380 \dots 1750$ кН для паль під іншими несучими стінами (рис. 4.38) з тенденцією збільшення значення з наближенням до поздовжнього центрального прольоту секції в осях «В»-«Г».

Значення стискаючих поздовжніх зусиль в оголовках паль по осі «б»-«Б-В» (в зоні під конструкцією, що розглядається при виконанні перевірки на локальну відмову елементу) зменшилися і знаходяться в діапазоні 380...1470 кН, при цьому з наближенням до центральної частини секції значення збільшуються.

Згинальні моменти M_x, M_y в ростверках пальових фундаментів секції для стадії перевірки на аварію вплив динамічній постановці наведено на рис.4.39. Внаслідок перерозподілу навантажень в надфундаментних конструкціях секції після руйнування панелі очікується мінімальний вплив на характер формування напружень у ростверках пальового фундаменту, тобто не зафіксовано зон зі зміною знаку зусилля на протилежний, а загальна картина розподілу згинальних моментів у ростверках аналогічна результатам розрахунків для умов нормальної експлуатації.

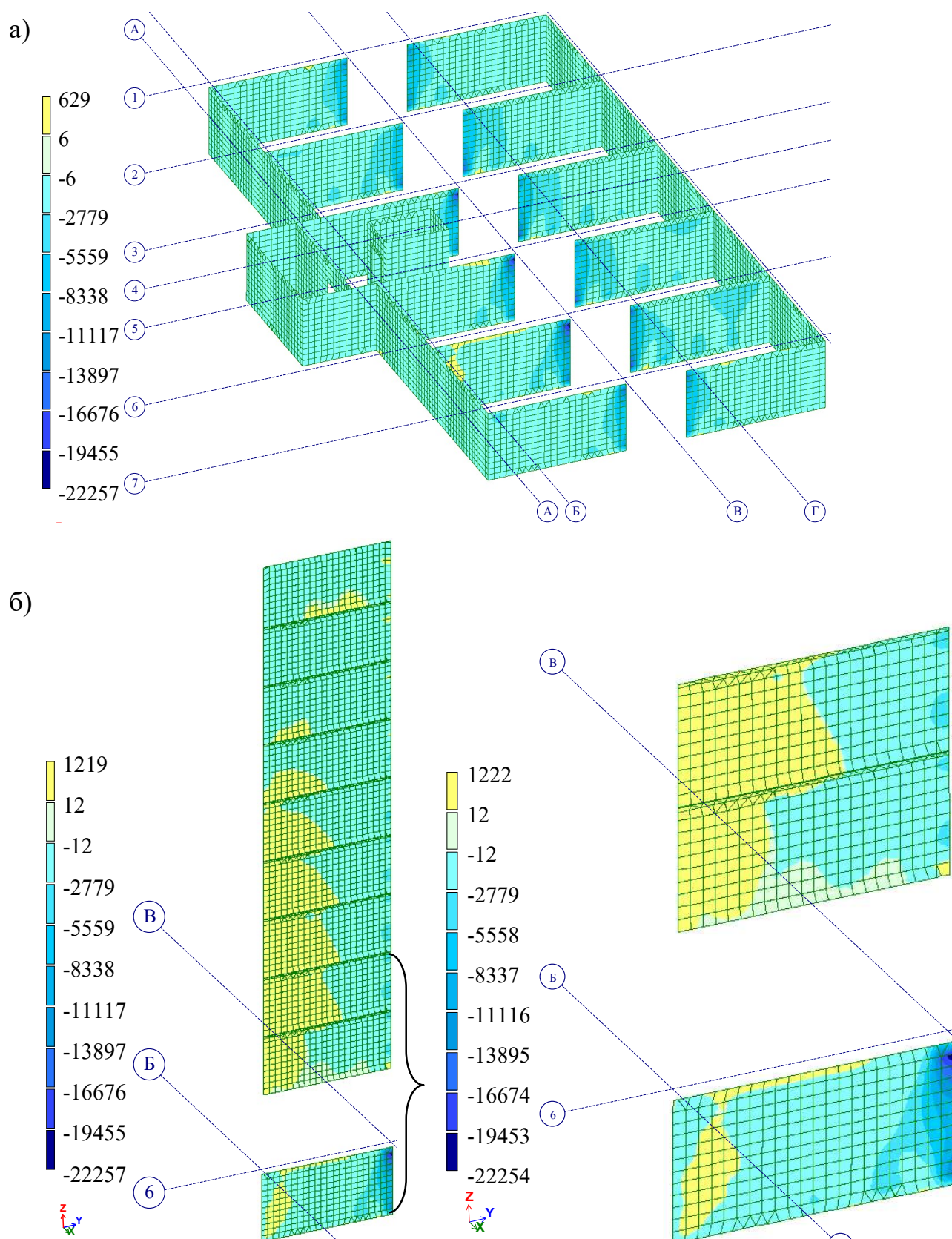


Рис. 4.36 Поздовжні зусилля N_y в стінах секції будинку для розрахунку локальної відмови стінової панелі 1-го поверху (динамічна постановка), кН/м^2 : а – в стінах підвалу; б – в стінах по осі «б».

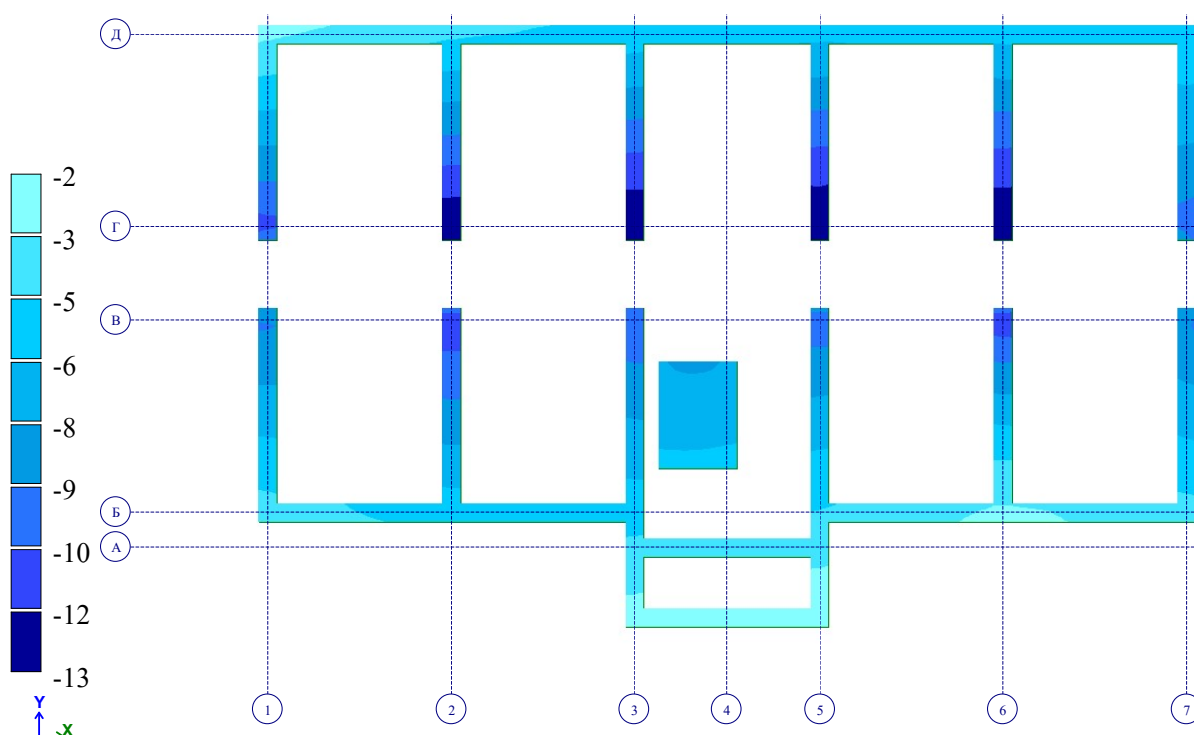


Рис. 4.37 Вертикальні переміщення ростверків пальових фундаментів секції будинку для розрахунку сценарію локальної відмови стінової панелі першого поверху (динамічна постановка розрахунку), *мм*

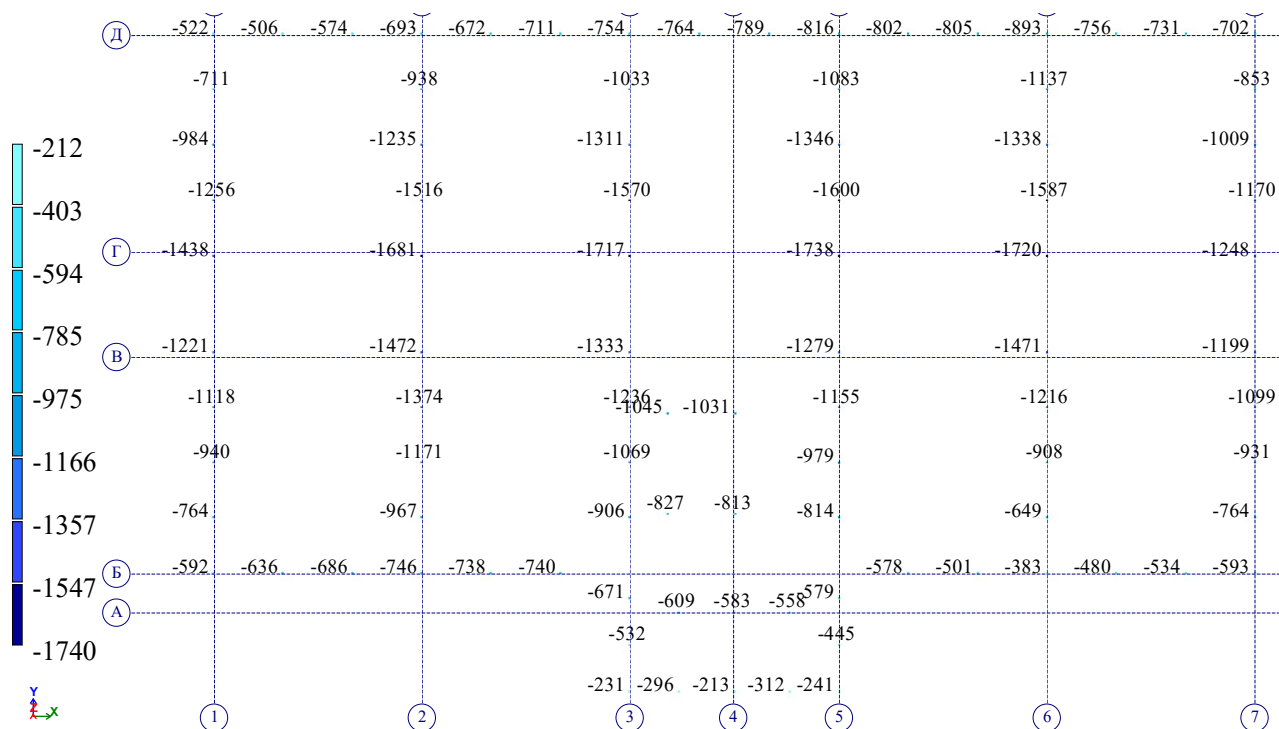


Рис. 4.38 Навантаження на палі за розрахунком локальної відмови конструкції стінової панелі першого поверху (динамічна постановка розрахунку), *кН*

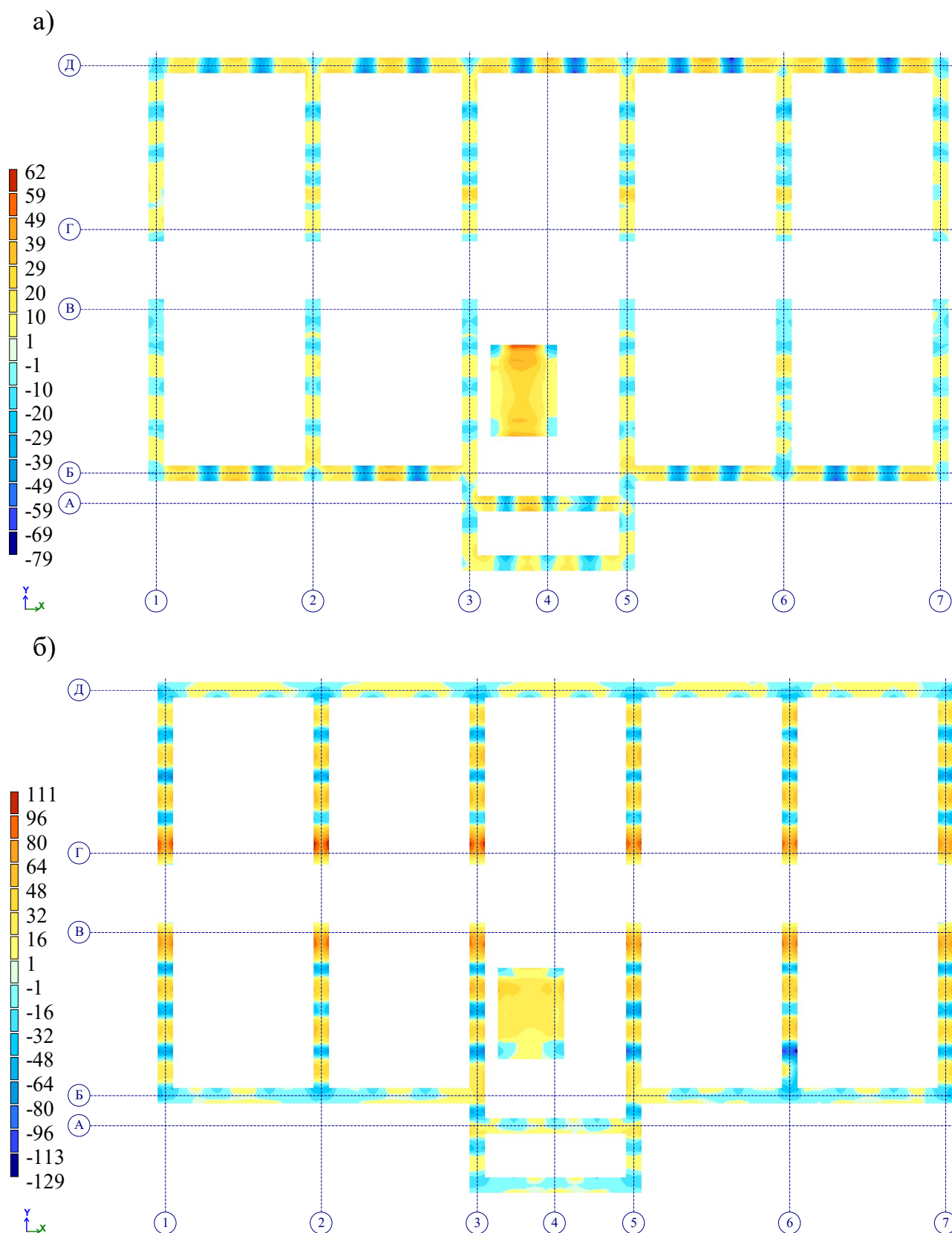


Рис. 4.39 Згинальні моменти у ростверках пальових фундаментів для розрахунку сценарію локальної відмови стінової панелі першого поверху (динамічна постановка): а - M_x , $\text{кН}\cdot\text{м}/\text{м}$; б - M_y , $\text{кН}\cdot\text{м}/\text{м}$.

При цьому зафіксовано локальний вплив на величину зусиль у ростверках, а саме, у ростверку в осях «б»-«Б-В» (під панеллю, що видаляється згідно сценарію розрахунку руйнування конструкції). За даними динамічної постановки розрахунку локальної відмови конструкції очікується зміна знаку згинальних моментів на протилежний (рис.4.40) на певних ділянках ростверку. За результатами числового моделювання значення згинальних моментів можуть збільшуватися до 2...5 разів, наприклад значення M_x збільшується з 3...10 (кН·м)/м до 20...30 (кН·м)/м, а M_y зростають з 40 (кН·м)/м до 80 (кН·м)/м порівняно з даними для умов нормальної експлуатації.

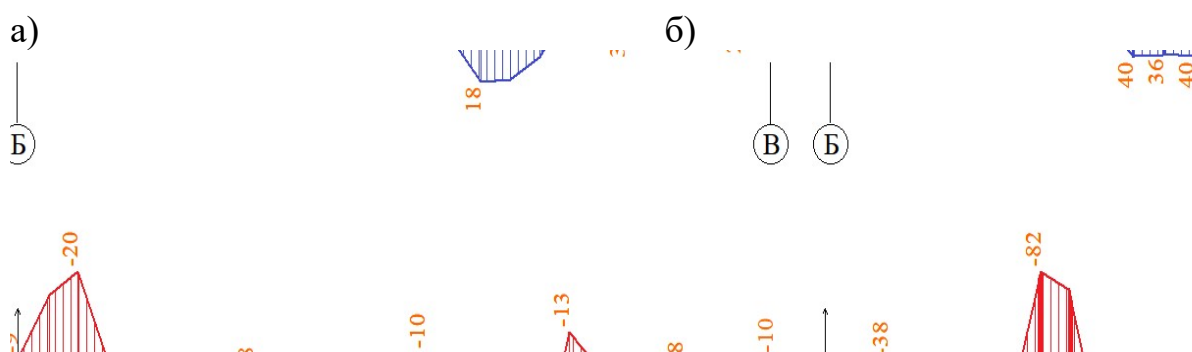


Рис. 4.40 Епюра згинальних моментів в ростверку секції в осях осі «б»-«Б-В», динамічний розрахунок локальної відмови конструкції, (кН · м)/м : а – M_x ; б – M_y

4.4.5 Аналіз результатів дослідження. Перевірка на вплив локальної відмови конструкції стінової панелі першого поверху показала, що очікується перерозподіл внутрішніх зусиль у несучих конструкціях секції – стінових панелях надземної частини і монолітних стінах підземного рівня будинку. Для реалізації аналізу впливу ймовірної локальної відмови конструкції та методики розрахунку, було обрано зони (рис.4.25-б) у стінах вище розташованих двох поверхів та у підземному рівні секції. За даними аналізу результатів розрахунків спостерігається виникнення певних зон – концентраторів зусиль, де значення внутрішніх зусиль може значно змінюватися як за величиною, так і принципово змінювати знак на протилежний.

Наприклад, зона 1, що знаходяться в рівні між першим і другим поверхами

секції, характеризується суттєвим приростом значень зусиль за результатами розрахунків у квазістатичній постановці (рис.4.41-а,б,в,г), при цьому дані динамічної постановки розрахунків локальної відмови конструкції показали близькі за величиною значення зусиль в цій зоні. Зусилля N_x в цій зоні за даними квазістатичної постановки розрахунку збільшилося у 20 разів, в той час як результати динамічної постановки розрахунків показали збільшення зусилля у 3 рази (рис.4.41-а). Зусилля N_y за даними квазістатичної постановки змінило знак і величину від -2780 до 90320 кН/м². В той час зусилля T_{xy} змінилося з -175 до 531 кН/м² та 8380 кН/м² за результатами динамічної та квазістатичної постановки розрахунків відповідно (рис.4.41- г).

Одночасно значення моменту M_y збільшилося у 2 рази за даними розрахунків у динамічній постановці та у 94 рази (рис.4.41- в) за результатами моделювання у квазістатичній постановці. Також в цій зоні очікується зміна знаку зусилля Q_y з 2,7 до -3,3 та -343,3 кН/м за даними розрахунків у динамічній та квазістатичній постановці відповідно (рис.4.41- б).

Аналогічно, в зоні 4, можна відмітити збільшення зусилля N_x у динамічній постановці до 5 разів (рис.4.41-а), при цьому дані квазістатичної постановки прогнозують зміну знаку зусилля на протилежний та суттєвий приріст величини N_x з -170 до 2484 кН/м².

Характер розподілу вертикальних переміщень ростверків секції суттєво відрізняється залежно від методики розрахунку, яка застосовується для виконання перевірки на ймовірну локальну відмову конструкції.

За результатами квазістатичного розрахунку локальної відмови стінової панелі першого поверху очікується збільшення величини осідання кутових ділянок (рис.4.42-а) ростверків секції будинку з 3...4 мм до 6 мм, що відповідає збільшенню на 30...50%. При цьому для поперечного перерізу вздовж осі «б» (рис.4.42-б) за даними числового моделювання очікується збільшення прогину фундаментів секції, при цьому в центрі воронки осідання значення збільшується з 10 мм до 16 мм, а кут нахилу стрічкових ростверків до центру секції будинку

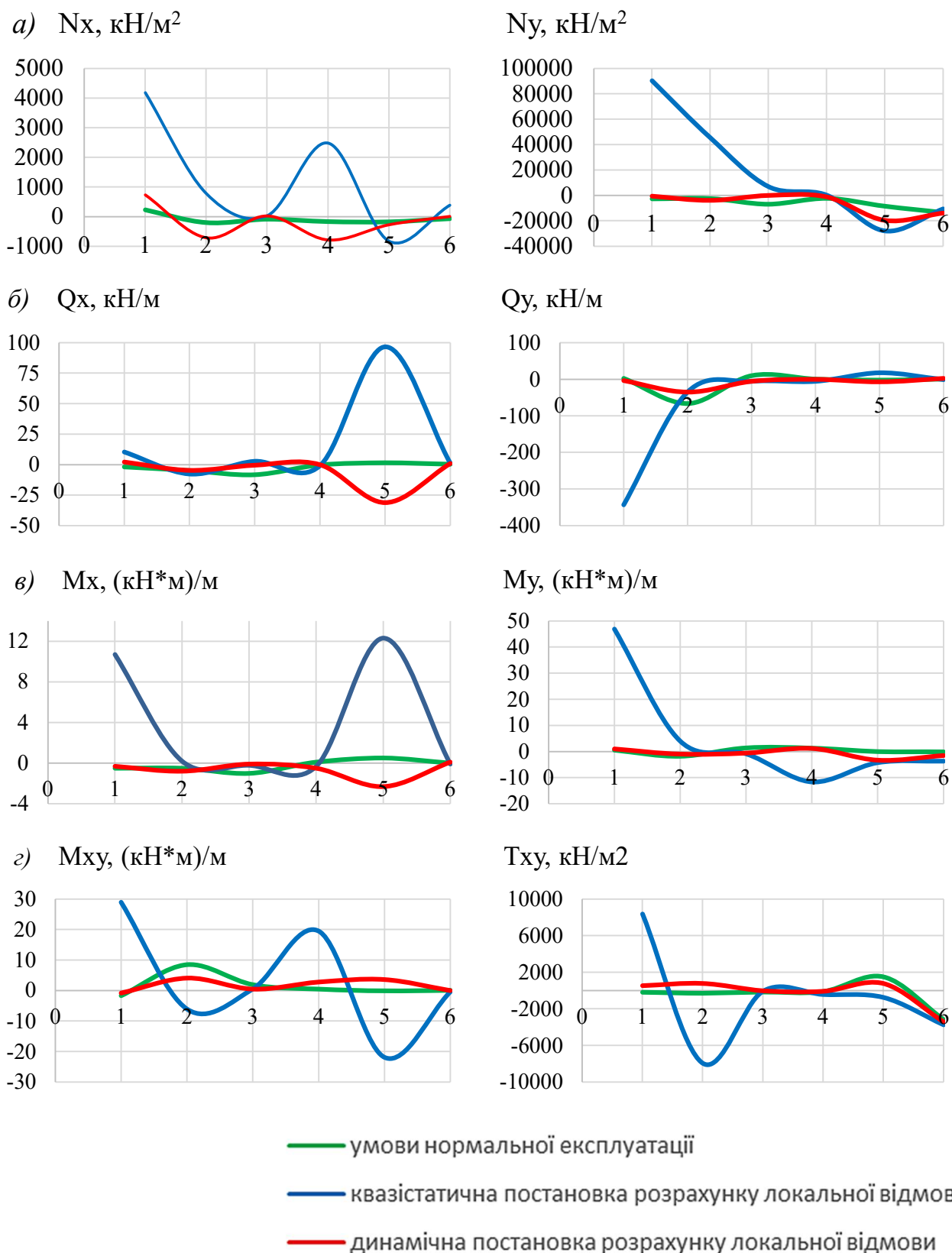


Рис. 4.41 Внутрішні зусилля в стінах секції будинку по осі «б», порівняння для обраних зон 1...6: а – $N_x, N_y, \text{кН/м}^2$; б – $Q_x, Q_y, \text{кН/м}$; в – $M_x, M_y, (\text{кН} \cdot \text{м})/\text{м}$; г – $M_{xy}, (\text{кН} \cdot \text{м})/\text{м}, T_{xy}, \text{кН/м}^2$.

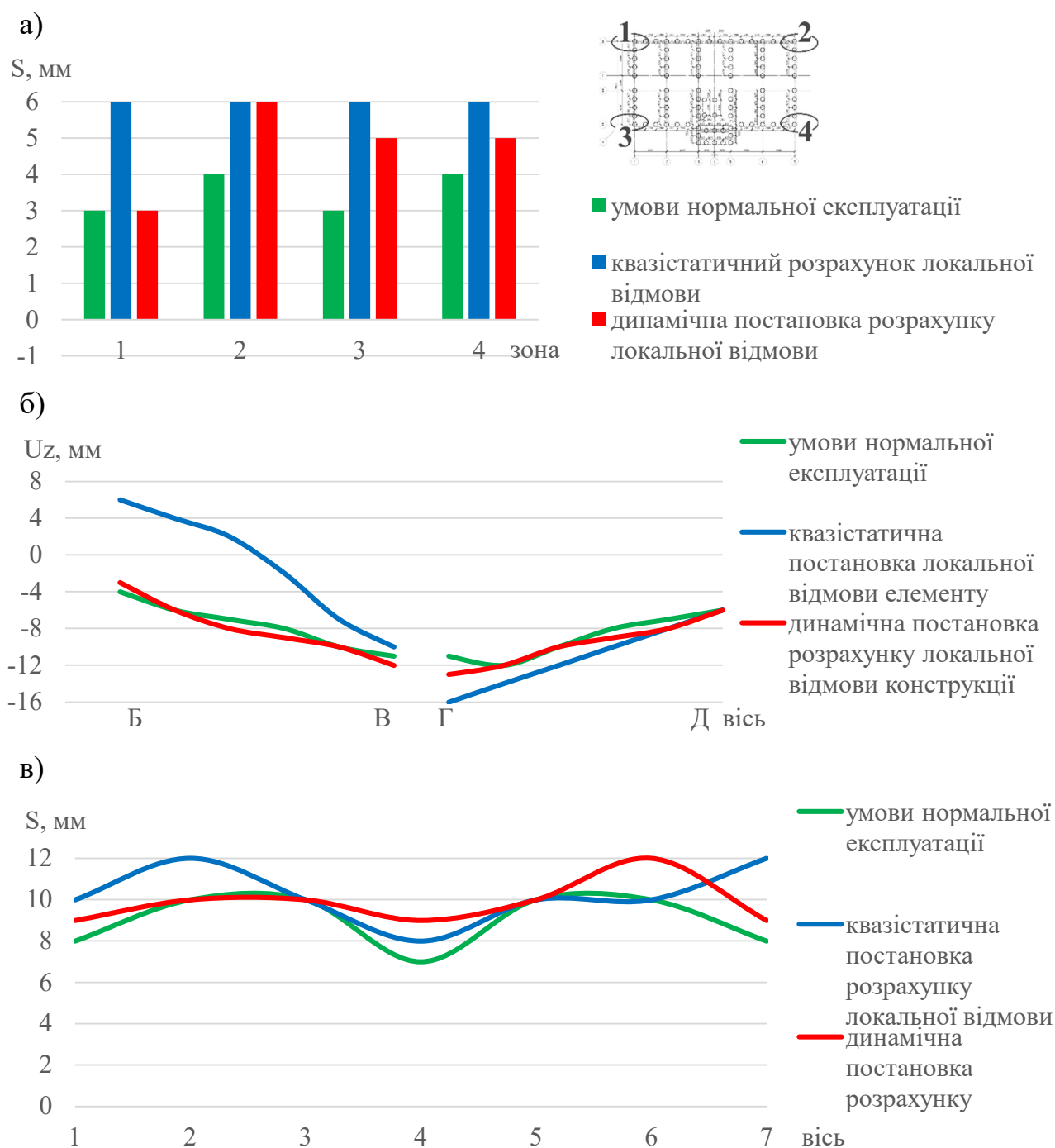


Рис. 4.42 Характер перерозподілу деформацій фундаментів будинку: а – осідання кутових точок ростверків секції, мм; б – вертикальні переміщення ростверків по осі «б» (поперечний переріз секції), мм; в – осідання ростверків вздовж осі «В» (поздовжній переріз секції), мм.

збільшується в 2...3 рази (з 0,07% до 0,15% для ростверку в осях «б»-«Г-Д» та з 0,07% до 0,24% для ростверку в осях «б»-«Б-В»).

Аналіз просторової роботи фундаменту в іншому напрямку, у поздовжньому

(вздовж осі «В»), показав, що за даними розрахунків зафіксовано збільшення величини вертикальних переміщень ростверків як в центральній частині секції будинку (вісь «4») на 15%, так і у крайових зонах (вісь «1» та «7») очікується збільшення величини на 25...50% відповідно (рис.4.42-в).

За результатами розрахунку аварійного впливу в динамічній постановці очікується збільшення значень вертикальних переміщень в кутових зонах (рис.4.43-а) ростверків, при цьому прогнозне збільшення складає від 25% (зона 4) до 50...65% (зони 2, 3).

В поперечному напрямку (для розрізу вздовж осі «б») характер деформування фундаментів практично незмінний у порівнянні з розрахунком для умов нормальної експлуатації. Приріст значень осідання ростверків не перевищує 10...15% для різних ділянок стрічкових ростверків по осі «б» (рис.4.42-б).

Для поздовжнього перерізу (по осі «В») за даними числового моделювання прогнозується незначний приріст значень вертикальних переміщень ростверків, в межах 10% для ділянок ростверків по осі «1» та «7», а для ростверку під стіновою панеллю, що видаляється під час виконання перевірки на локальну відмову елементу, очікується приріст деформацій до 20% порівняно з даними для умов нормальної експлуатації (рис.4.42-в).

Аналіз результатів числового моделювання реалізованих постановок задач показав локальний вплив на внутрішні зусилля у ростверках пальових фундаментів. Зафіксовано зміну знаку зусиль на протилежний та суттєве збільшення величини, що можна побачити на рис.4.43, де наведено порівняння епюр згинальних моментів для ділянки ростверку в осях «б»-«Б-В» для умов нормальної експлуатації та перевірки на ймовірне руйнування конструкції стінової панелі 1-го поверху у квазістатичній та динамічній постановці. Спостерігається зміна знаку на протилежний та стрімке збільшення зусиль, наприклад, для ділянки ростверку, що прилягає до зони перетину стін в осях «б»-«Б», з $M_x = 0$ (кН·м)/м для умов нормальної експлуатації до -48 (кН·м)/м за даними квазістатичної постановки розрахунку та -20 (кН·м)/м за результатами динамічного розрахунку (рис.4.43-а). В той же час згинальні моменти M_y в цьому

ж перерізі змінюються з $M_y = -30$ (кН · м)/м для умов нормальної експлуатації до -45 (кН · м)/м та -38 (кН · м)/м для квазістатичної та динамічної постановки розрахунків відповідно (рис.4.43-б). Зафіксовано стрибок значення зусилля M_y у ростверку (рис.???-б) до -246 (кН · м)/м за результатами квазістатичного розрахунку, при значенні зусилля $M_y = -40$ (кН · м)/м для умов нормальної експлуатації та $M_y = -82$ (кН · м)/м для динамічної постановки розрахунків.

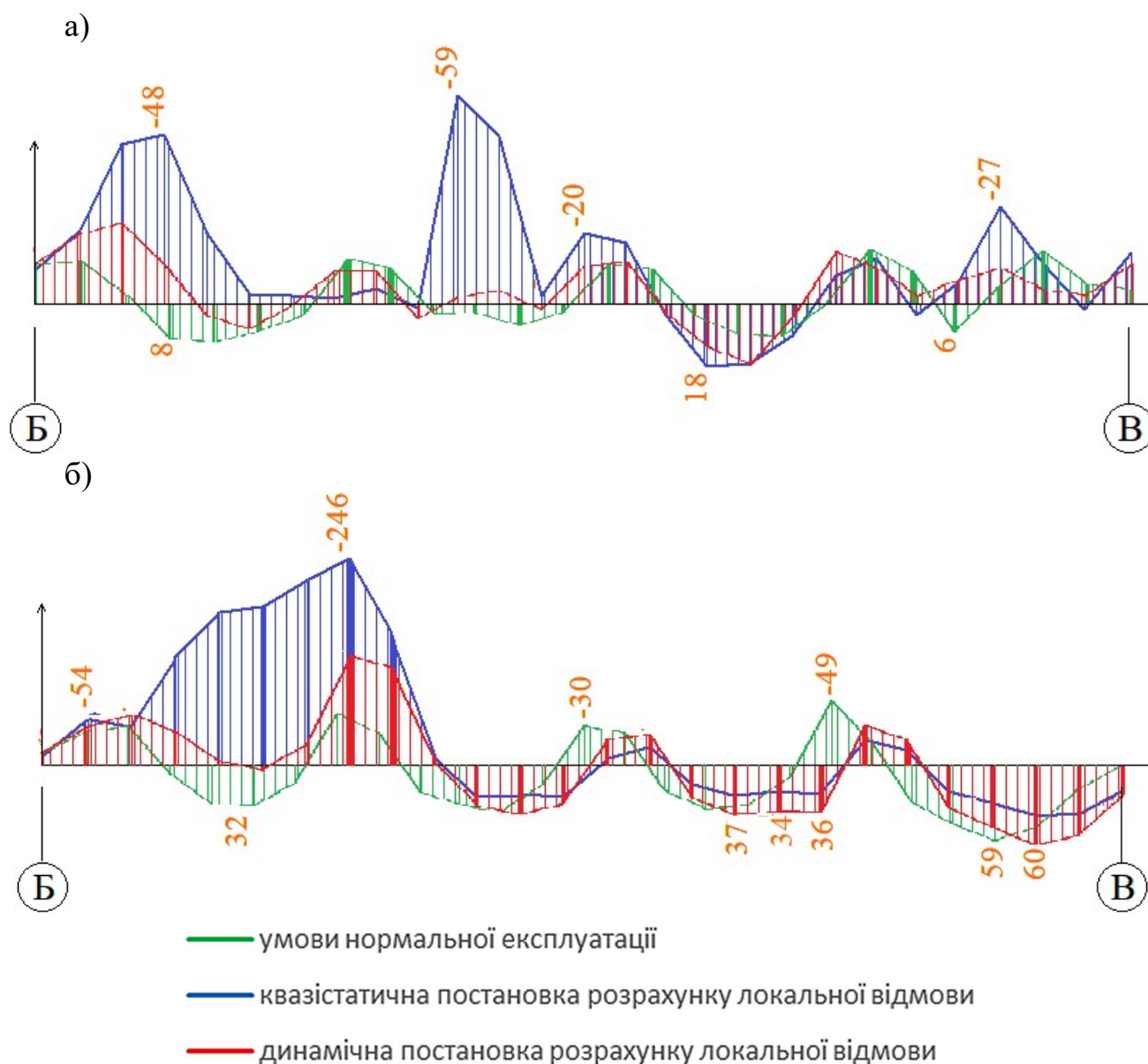


Рис. 4.43 Епюри згинальних моментів в ростверку секції в осях «б»-«Б-В», порівняння даних розрахунків (кН · м)/м : а – M_x ; б – M_y

Загальна картина перерозподілу згинальних моментів у ростверках пальових фундаментів відповідає збільшенню величини зусилля до 2...4 разів, при чому знак

зусилля може змінюватися на протилежний. Локально очікується значне збільшення величини зусилля – виникнення локальних зон концентраторів напружень.

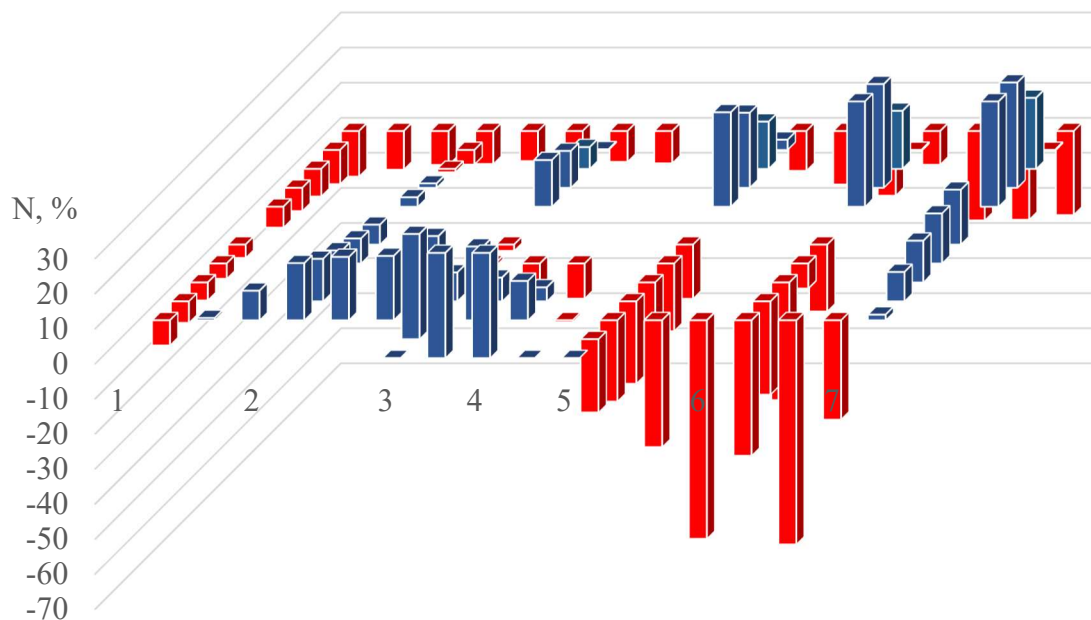
За даними числового моделювання ймовірної локальної відмови конструкції (стінової панелі 1-го поверху секції) у квазістатичній постановці прогнозований перерозподіл навантаження на оголовки паль показав, що в зоні впливу розвантаження паль складає 15...30% (рис.4.44-а), для окремих паль навантаження може зменшитися до 50% (палі під стіною, що видаляється під час виконання перевірки).

Також спостерігається розвантаження контурних паль (під зовнішніми стінами секції), що мають розташування діаметрально протилежне по відношенню до конструкції, що видаляється під час виконання перевірки на локальну відмову елементу. При цьому очікуване зменшення навантаження на палі знаходиться в діапазоні 5...25%. Решта паль центральної частини секції та контурні палі під найближчою зовнішньою несучою стіною (рис.4.44-а) за даними числового моделювання отримали приріст навантаження, що складає 10...15%. При цьому для паль, що розташовані ближче до центрального поздовжнього перерізу секції та до конструкції, що видаляється під час виконання перевірки на локальну відмову елементу, збільшення навантаження сягає 40...50%.

Аналіз результатів динамічної постановки розрахунку показав схожий характер перерозподілу навантажень на палі: в зоні впливу та безпосередньо під конструкцією, що видаляється: прогнозоване розвантаження паль склало 15...45%. При цьому контурні палі під зовнішніми стінами секції будинку мають вертикальне поздовжнє зусилля, що зменшилося на 5...15% порівняно з даними для умов нормальної експлуатації, а з наближенням до конструкції, що видаляється, розвантаження контурних паль може сягати 20...25% (рис.4.44-б). Аналогічно з даними розрахунків у квазістатичній постановці, решта паль центральної частини секції та контурні палі під найближчою зовнішньою несучою стіною (рис.4.44-б) за даними числового моделювання отримали приріст навантаження, що складає 10...15%, а з наближенням до поздовжнього центрального перерізу секції і до

локалізації конструкції, що видаляється, очікуваний приріст навантаження на оголовки паль сягає 40...50% .

а)



б)

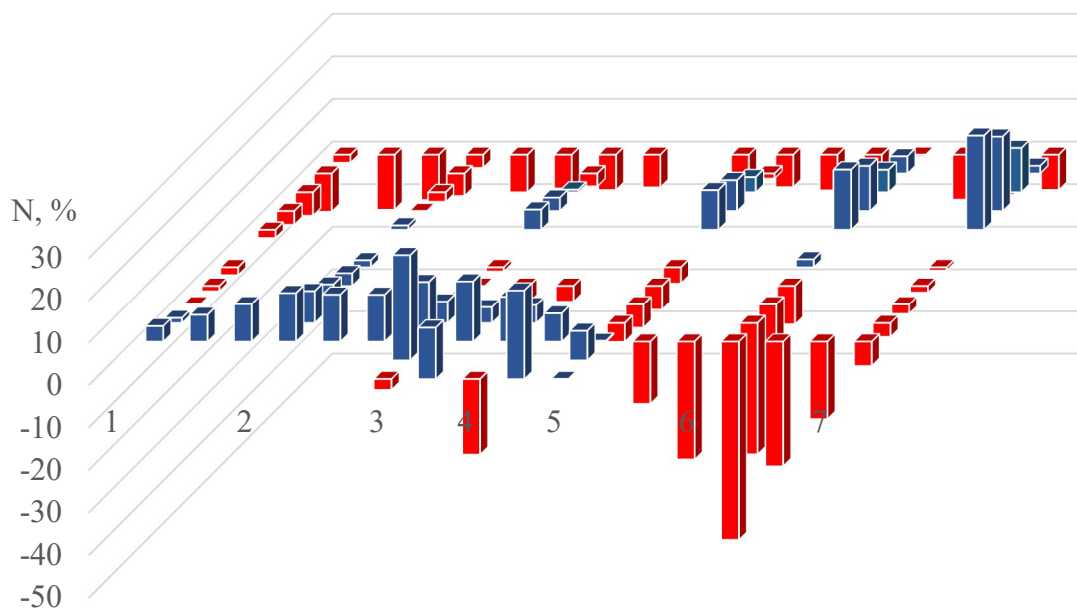


Рис. 4.44 Перерозподіл навантаження на палі, $N, \%$ відносно значень для умов нормальної експлуатації; *а* - після локальної відмови конструкції (стінової панелі 1-го поверху), квазістатична постановка; *б* – теж, динаміка в часі.

За даними розрахунків для умов нормальної експлуатації сумарне навантаження на палі секції склало 85699 кН. Результатами числового моделювання перевірки на локальне руйнування конструкції (стінової панелі 1-го поверху) показали, що використання квазістатичної постановки розрахунків дало сумарне навантаження на оголовки паль 85494 кН, а застосування прямого інтегрування динаміки в часі 84934 кН. Це відповідає зменшенню сумарного навантаження на палі на 205 кН і 765 кН для квазістатичного і динамічного розрахунку відповідно. Можливо це можна пояснити не врахуванням впливу ефектів інерції для квазістатичного розрахунку.

4.5 Заходи захисту будівель і споруд від аварійних впливів

Урахування імовірного виходу з експлуатації конструкцій надземної частини будівлі або споруди, а також надфундаментних конструкцій, на теперішній час для України є особливо важливим завданням, що спричинено необхідністю розробки проектних рішень, які відповідають вимогам міцності, стійкості та експлуатаційної придатності в умовах експлуатації з можливістю виникнення пошкоджень або руйнувань внаслідок російської агресії.

Важливим питанням є аналіз та систематизація причин виникнення аварійних ситуацій, класифікація відповідних пошкоджень для розробки методик числового моделювання з метою оцінки напружено-деформованого стану несучих конструкцій будівлі або споруди та прогнозування наслідків.

Метою числового моделювання в цьому випадку є пошук найбільш вразливих ділянок та перевантажених конструкцій в умовах виникнення аварійної ситуації. Числове моделювання дасть можливість досліджувати різноманітні дії та впливи на несучі конструкції будівель і споруд, розглядати різні комбінації пошкодження, руйнування, виходу з ладу або виведення з експлуатації конструктивних елементів. Такий підхід відкриває можливість розробки

рекомендацій та заходів захисту будівель і споруд від виходу з експлуатації конструкцій для відповідної аварійної ситуації.

Основними конструктивними заходами для захисту споруд від виходу з експлуатації конструкцій є:

- забезпечення необхідної несучої здатності конструктивних елементів і з'єднань між ними при аварійному впливі, що призводить до локального руйнування;
- забезпечення необхідних пластичних деформацій у з'єднаннях конструктивних елементів.
- забезпечення в шпонкових з'єднаннях міцності окремих шпонок на зріз в 1,5 рази вище їх міцності на зминання;
- забезпечення в болтових з'єднаннях міцності окремих болтів на зріз в 1,1 рази вище їх міцності на зминання;
- забезпечення у зварних з'єднаннях запобігання крихкому руйнуванню у граничному стані відповідно до СП 16.13330;
- забезпечення достатності довжини анкерування арматури при її роботі як зв'язку зсуву;
- забезпечення в перетинах надпройомних перемичок, балок, ригелів, плит, в граничному стані руйнування по вигину, а не по зрізу.

Основні засоби захисту будівель від виходу з експлуатації конструкцій :

- 1) резервування міцності несучих елементів, забезпечення несучої здатності ригелів колон, діафрагм, дисків перекриттів та стиків конструкцій
- 2) створення безперервності армування конструкцій
- 3) підвищення пластичних властивостей стиків між конструкціями
- 4) включення у роботу просторової системи несучих елементів

Чутливість конструктивних схем будівель і споруд до різного за походженням зовнішнього ушкодження (стихійного або спрямованого) є актуальним питанням. Аналіз поведінки системи «грунтова основа – фундамент - споруда» за умови виходу з ладу певних конструктивних елементів доступний з використанням комп'ютерного моделювання. Актуальним питанням є вивчення живучості об'єкту загалом, аналіз перерозподілу внутрішніх зусиль, виявлення

слабких ділянок системи або слабких зон конструкцій.

Сучасні вимоги до проектування включають забезпечення здатності пошкодженої споруди адаптуватися до нових умов, включаючи зміну конструктивної схеми, нових діючих навантажень і перерозподілу внутрішніх зусиль, продовжуючи при цьому своє функціонування із забезпеченням цілісності людського життя, майна та обладнання.

Питанням спільної роботи будівель і споруд з ґрунтовою основою в умовах динамічного впливу присвячені роботи Бірбраєра А.М., Мар'єнкова М.Г., Немчинова Ю.І., Сахарова В.О., Фіалко С.Ю. та інших [10, 22, 46, 52, 76, 112], а питання моделювання взаємодії елементів системи «основа – фундаменти - несучі конструкції» було досліджено та розглянуто у роботах Бойка І.П., Корнієнка М.В., Носенка В.С., Підлущького В.Л. та інших науковців [17, 23, 34, 56, 62, 72, 112, 118].

4.6 Висновки по розділу 4

Виконано оцінку зміни напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундаменти - несучі конструкції» внаслідок виведення з експлуатації одного з вертикальних елементів підземного поверху та можливого подальшого виходу з експлуатації конструкцій із застосуванням квазістатичної постановки із введенням коефіцієнта динамічності та динамічного методу прямого інтегрування рівнянь руху в часі в нелінійній постановці та встановлено:

1. Внаслідок локальної відмови вертикальної несучої конструкції (пілону) підвального поверху за даними числового моделювання зафіксовано перерозподіл навантажень на несучі конструкції секції будинку, що призвело до збільшення величини вертикальних переміщень в центральній зоні воронки осідання. При цьому зусилля у поблизу розташованих вертикальних несучих елементах збільшуються на 30...60 % залежно від методики розрахунку, а для крайніх

(периферійно розташованих) характерна тенденція розвантаження на 3...5 % із відповідним зменшенням стискаючих зусиль (квазістатична постановка розрахунку).

2. Просторовий характер деформування фундаментних конструкцій секції будинку суттєво залежить від методики розрахунку, яка застосовується для виконання перевірки на ймовірну локальну відмову конструкції. За результатами *квазістатичної* постановки розрахунку прогнозується виникнення прогину фундаментів в зоні виходу з експлуатації конструкції, при цьому кут нахилу ростверків збільшується до 3 разів.
3. Прогнозується збільшення навантаження на палі під вертикальними несучими конструкціями навколо елементу, що видаляється за сценарієм локальної відмови конструкції. Залежно від методики розрахунку очікуваний приріст навантаження на сусідні палі складає 15...25%. При цьому, згинальні моменти в ростверках сусідніх куців паль не мають суттєвих приростів за їх величиною.
4. Застосування підходу, коли взаємодія між палевим фундаментом та ґрунтовою основою моделюється ланцюжком скінченних елементів перемінної жорсткості, призводить до отримання некоректного характеру зміни осідання фундаментів за рахунок неврахування особливостей роботи ґрунту при розвантаженні - спостерігається ефект «висмикування» куца паль внаслідок зменшення або зникнення навантаження на нього для етапу розрахунку локальної відмови пілону підвальної частини, що не відповідає реальним умовам взаємодії паль з ґрунтовим масивом при їх навантаженні та подальшому розвантаженні, коли нескельному ґрунту в навіколопальовому просторі за умови його попереднього навантаження палями властиві значні пластичні незворотні деформації
5. Показано, що використання при числовому моделюванні квазістатичного методу та динамічної постановки з прямим

інтегруванням рівнянь руху в часі дає схожі за тенденцією зміни картини деформування, але з різними значеннями зусиль – ра результатами розрахунку у квазістатичній постановці замість стиску виник розтяг в ланцюжку пілонів, які розташовані вище видаленого, а у динамічній постановці – очікується значне зменшення (до 90%) величини поздовжніх зусиль у пілонах. Тобто спостерігається робота каркасу секції за принципом висячої (вантової) схеми.

6. За даними числового моделювання аварійного руйнування конструкцій надземної частини із застосуванням методики квазістатичного розрахунку та прямого інтегрування динаміки в часі виявлено, що квазістатична постановка дає завищені значення зусиль, які відповідають локальним зонам – концентраторам напружень.
7. За результатами виконаного дослідження для підвищення живучості та забезпечення захисту конструкцій будівлі від виходу з експлуатації конструкцій прийнято рішення про збільшення площі армування на 30...35% для пілонів в зоні входу в споруду подвійного призначення та в радіусі впливу видаленого елемента з метою сприйняття цими елементами зростаючих зусиль при перерозподілі навантажень під час виходу з експлуатації сусіднього елемента будівлі та оцінкою несучої здатності елементів, які залишаються встановлено, що в такому випадку для даного будинку виходу з експлуатації конструкцій не відбувається.
8. Споруда з надмірною, з точки зору оптимального проектування, жорсткістю конструктивних елементів та зв'язків між ними, має значно більший ресурс живучості, тобто забезпечується можливість при руйнуванні певної частини несучих конструкцій перерозподіляти навантаження між іншими елементами.

ВИСНОВКИ

1. Отримано закономірність накопичення похибки визначення несучої здатності палі за аналітичним розрахунком. Для палей діаметром $\varnothing 420$ мм довжиною до 18 м отримано добру збіжність (близько 5%) з даними статичних випробувань; для палей діаметром $\varnothing 620$ мм – різниця склала 15...25% ($L=12...18$ м); для палей $\varnothing 820$ мм – похибка 35...40%.
2. Виконано ідентифікацію параметрів ґрунтового середовища для числового моделювання роботи палей в ґрунті, узгодження з експериментальними результатами не перевищило 10%.
3. Зафіксовано момент вичерпання несучої здатності по бічній поверхні палі і включення в роботу ґрунту під її підшвою за результатами числового моделювання з використанням ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища.
4. Визначено питому несучу здатність палей для розглянутих геометричних параметрів (діаметр $\varnothing 420; 620; 820$ мм та довжина $L=12; 15; 18; 21$ м), запропоновано раціональний варіант розмірів палей в заданих ґрунтових умовах.
5. Розроблена методика дозволяє дослідити напружено-деформований стан будівельних конструкцій до і після виходу з експлуатації елементу системи «основа – фундамент – надземні конструкції», що забезпечує можливість оперативно прийняти рішення для застосування інженерних заходів.
6. Впроваджено адаптовану методику на реальних об'єктах при проектуванні конструкцій фундаментів із бурових палей з урахуванням локальних пошкоджень несучих елементів, запропоновано заходи для підвищення міцності несучих конструкцій в потрібних зонах. Запроектовано раціональний варіант фундаментних конструкцій із бурових палей без зниження надійності проектного рішення.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Баженов В.А. Максим'юк Ю.В. Моментна схема методу скінчених елементів в фізично і геометрично нелінійних задачах механіки деформованого твердого тіла/ *III Міжнародна науково-практична конференція «Сучасні методи і проблемно-орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій і їх застосування у проектуванні і навчальному процесі»* – К.: КНУБА., 24-25.09.2019.
2. Баженов В.А., Вабіщевіч М.О., Пискунов С.О., Солодей І.І. Чисельні дослідження нелінійного деформування просторових тіл з урахуванням розвитку тріщин при статичних та динамічних навантаженнях К.: Каравела, 2020. 200 с.
3. Баженов В.А., Гуляр О.І., Максим'юк Ю.В. Моделювання фізично і геометрично нелінійного деформування і руйнування вісесиметричних і плоско-деформованих тіл. *«Математичні проблеми технічної механіки»*: Матеріали міжнародної наукової конференції. Дніпродзержинськ, 2013. С. 101.
4. Баженов В.А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Сахаров О.С. Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах руйнування просторових тіл: монографія. КНУБА, 2005. 298 с.
5. Барашиков А.Я., Сморгалов Д.В. Розрахунок міцності одно- і двошарових залізобетонних плит, опертих по контуру. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2014. Вип.28. С. 126-136.
6. Барашиков А.Я., Барабаш В.М., Журавский А.Д. Диаграммы деформирования бетона при одноосном и двухосном сжатии. *Строительные конструкции*. К.: НИИСК. 1990. 43. С. 85-89.
7. Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. Прогноз осадок свайных фундаментов / под ред. А.А. Бартоломея. М. : Стройиздат, 1994. 384 с.
8. Березанцев В.Г. Определение предельного сопротивления песчаных грунтов под концом сваи с помощью статической пенетрации. *Основания,*

- фундаменты и механика грунтов*. 1966. 4. С. 1-5.
9. Березанцев В.Г., Христофоров В.С., Голубков В.Н. Несущая способность и деформации свайных фундаментов. *V международный конгресс по механике грунтов и фундаментостроению: доклады*. М.: Стройиздат, 1961. С. 141-149.
 10. Бирбраер А.Н. Расчет конструкции на сейсмостойкость. СПб.: Наука. 1998. 255 с.
 11. Біда С.В., Великодний Ю.Й., Титаренко В.А. До питання визначення характеристик міцності ґрунтів при оцінці стійкості схилів. *Вісн. Одес. держ. акад. буд-ва та архітект.* 2001. С. 224-227
 12. Блащук Н.В., Маєвська І.В., Попович М.М. Перерозподіл зусиль між елементами стовпчастого пальового фундаменту. *«Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві»*. Вінниця, 2018. Вип. 24(1). С. 36-44.
 13. Бойко І.П. Польові методи випробування паль статичними навантаженнями. *Основи та фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник*. 2015. Вип. 36. С. 3-8.
 14. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно–деформируемом основании: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.02 / Всесоюзн. научно–исслед., проектно–изыскат. конструкт.–технологич. институт оснований и подземных сооружений им. Н.М.Герсеванова, Москва, 1989. 373 с.
 15. Бойко І.П., Гаврилюк О.В. Визначення несучої здатності бурових паль в піщаній основі. *Основи та фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник*. 2014. Вип. 35. С. 60-67.
 16. Бойко І.П., Гаврилюк О.В. Чисельне моделювання взаємодії бурової палі з піщаною основою. *Основи та фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник*. 2013. Вип. 34. С. 57-64.
 17. Бойко І.П., Жук В.В., Корнієнко М.В., Сахаров О.С. Напружено-деформований стан пальового фундаменту висотної каркасної будівлі з урахуванням спільної роботи з ґрунтовим масивом. *«Будівельні конструкції»*. К.:НДІБК, 2004. Вип. 61. т.1. С. 19-22.

18. Бойко І.П., Носенко В.С. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах. *Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2012. Вип. 4(1). С. 54-60.
19. Бойко І.П., П'ятков О.В., Підлуцький В.Л. Дослідження напружено-деформованого стану фундаментів з палями різної довжини багатоповерхових будинків у м. Київ. *Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2013. Вип. 3(2). С. 40-48.
20. Бойко І.П., Підлуцький В.Л. Дослідження влаштування паль у фундаменті різної довжини. *Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2012. Вип. 4(2). С. 42-48.
21. Бойко, І., Скочко, Л., Хоронжевський, М. Ідентифікація параметрів ґрунтів на основі результатів натурних випробувань паль. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2021. (42). С. 9–18.
22. Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі : монографія. Полтава : ПолтНТУ, 2016. Вид. 2-ге, перероб. і доп. 280 с.
23. Винников Ю.Л., Левченко В.П., Пашенко А.М. Математичне моделювання влаштування та роботи буроін'єкційних паль. *Будівельні конструкції*. К., 2011. Вип. 75. Кн. 2. С. 140-149.
24. Галета, А. Методика ідентифікації деформаційних параметрів глинистого ґрунтового масиву. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2022. (44). С. 67–78.
25. Герсеванов Н.М. Определение сопротивления свай. М.-Л.: Госстройиздат, 1932. 87 с.
26. Гнатюк О.Т., Ониськів Б.М., Мазепа О.М., Ванік М.Й. Застосування

- бурунабивних мікропаль з поширеною підшоною при реконструкції будинків в умовах суцільної забудови. *«Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури»*. 2004. Вип. 16. С. 171-181.
27. Григорян А.А. О некоторых особенностях проектирования свайных фундаментов в грунтовых условиях II типа по просадочности. *«Основания, Фундаменты и Механика Грунтов»*, М.: 2005. № 1. С. 21-25.
 28. Грутман М.С. Свайные фундаменты. К.: Будівельник, 1969. 192 с.
 29. Демчина Б.Г., Корвін О., Гнатюк О.Т. Випробування бурунабивних залізобетонних паль на горизонтальне зусилля на забудованих територіях. 2004. С. 1–8.
 30. Демчина Б.Г., Корвін О., Гнатюк О.Т. Випробування бурунабивних паль при будівництві на забудованих територіях. *Вісник Львівського державного аграрного університету Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. URL: https://vlp.com.ua/files/09_44.pdf
 31. Демчина Б.Г., Кунанець Ю.М., Волосецький Н.Т. Вимірювання зусиль під підшоною палі за допомогою спеціальної вимірювальної пластини. *«Вісник Львівського національного аграрного університету. Серія: Архітектура і сільськогосподарське будівництво»*. Львів: ЛНАУ, 2014. Вип. 15. С. 40-45.
 32. Демчина Б.Г., Моркляник Б.В., Лонда В.С. Зміна несучої здатності палі в часі. Міжвідомчий науково-технічний збірник. *«Будівельні конструкції»*. Вип. 61. Том 2. Київ: НДІБК, 2004. С. 29-32.
 33. Добрянський І.М., Гнатюк О.Т., Ониськів Б.М., Мазепа О.М. Ефективний спосіб влаштування нових та підсилення існуючих фундаментів бурунабивними мікропаллями. *«Вісник Львівського державного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво»*. 2004. Вип. 5. С. 122-126.
 34. Жук В., Альошкіна О., П'ятков О. Оцінка впливу просторової жорсткості ростверку на напружено-деформований стан палевих фундаментів будинку. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2023. 46. С. 73-87.

35. Зоценко М.Л. Винников Ю.Л. Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту: монографія. Полтава: ПолтНТУ ім.і Юрія Кондратюка, 2019. 346 с.
36. Карпенко Ю.В., Новофастовський С.М., Подряттов В.С. Визначення несучої здатності буроін'єкційної палі великого діаметру за допомогою різних методів. *«Основи і фундаменти»*: Міжвідомчий науково – технічний збірник. К.: КНУБА, 2004. Вип. 28. С. 79-94.
37. Карпюк И.А. Особенности взаимодействия свай, погруженных вдавливанием, с грунтом основания: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. Одесса, 2004. 19 с.
38. Катценбах Р., Вейдле А., Рамм Х. Геотехнические основы моделирования совместной работы здания и основания для длительного повторного использования исторических фундаментов и конструкций : интернет-журнал "*Реконструкция городов и геотехническое строительство*" / Р.Катценбах, - 2004. №7. URL: www.georec.spb.ru.
39. Ковба В.В. Перерозподіл зусиль в пальовому фундаменті з урахуванням послідовного навантаження його складових елементів: дис. канд. техн. наук: 05.23.02 / Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури». Дніпро, 2018. 240 с.
40. Корнієнко М.В., Карпенко Д.А. Чисельне моделювання роботи стовпчастих пальових фундаментів з розширенням в лесових ґрунтах. *«Будівельні конструкції»*: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (Будівництво). ДНДІБК Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. Вип.71: В 2-х кн.: Книга 1. К.: НДІБК, 2008. С. 406-415.
41. Кривенко О., Ворона Ю., Козак А. Скінченноеlementний аналіз нелінійного деформування, стійкості та коливань пружних тонкостінних конструкцій. *Опір матеріалів і теорія споруд*. 2021. 107. С. 20-34.
42. Крутов В.И., Танатаров Н.Т. Упрочнение оснований фундаментов в вытрамбованных котлованах путем их предварительной пригрузки.

- Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1990. 6. С. 11-13.
43. Лавріненко Л.І., Кієнко Є.Є. Аналіз сценарію виходу з експлуатації конструкцій стержньового купола. *Містобудування та територіальне планування*. К., КНУБА. 2017. Вип. 64. С. 108-114.
 44. Маєвська І.В., Попович М.М., Кременська Ю.О. Різниця в роботі коротких і довгих паль у складі стовпчастого пальового фундаменту за результатами фізичного моделювання. *«Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві»*. Вінниця, 2023. Вип. 33(2). С. 108-118.
 45. Малишев О.В. Несуча здатність основи паль таврового поперечного перерізу : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. К., 2013. 21 с.
 46. Марьенков Н.Г., Бабик К.Н., Максименко В.П. Нелинейный расчет зданий на сейсмические воздействия с применением ПК «ЛИРА». *Будівельні конструкції*. 2006. Вип.64. С. 188-195.
 47. Мелашенко Ю.Б. Взаємодія пальових фундаментів з ґрунтовою основою при вертикальному навантаженні : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. К., 2009. 20 с.
 48. Моргун А.С. Моделювання взаємодії ефективних видів фундаментів з пружно-пластичною багатошаровою основою : дис... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Вінницький національний технічний ун-т. Вінниця, 2004. 319 с.
 49. Моргун А.С., Меть І.М., Ніцевич А.В. Комп'ютерні технології розрахунку фундаментних конструкцій на основі методу граничних елементів: монографія. Вінниця: ВНТУ, 2009. 162 с.
 50. Моргун А.С., Плясовиця В.Ю. Пружно-пластичні аспекти прогнозування за методом граничних елементів деформування основи буронабивних та буроін'єкційних паль : монографія. Вінниця : ВНТУ, 2017. 88 с.
 51. Муляр Д.Л. Розробка ефективних конструктивних рішень плитно-пальових фундаментів багатоповерхових будівель : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. Київ, 2019. 24 с.
 52. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. К., 2008. 480 с.
 53. Несущая способность буроинъекционных свай в сложных инженерно-

- геологических условиях г. Харькова. / А.В. Самородов та ін. *Науковий вісник будівництва*. Харків: ХДТУБА. ХОТВ АБУ. 2008. 49. С. 189-196.
54. Николаевский В. Н. Современные проблемы механики грунтов. *Определяющие законы механики грунтов*. М.: Стройиздат. 1975. С. 210–227.
 55. Новський В.О. Несуча здатність буронабивних паль у вапняку-черепашнику : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. Одеса, 2010. 19 с.
 56. Носенко В.С., Кашоїда О.О. Числове моделювання експерименту випробування групи паль з використанням різних моделей ґрунтової основи. *Опір матеріалів і теорія споруд*: наук.-тех. збірн. К.: КНУБА. 2022. Вип. 109. С. 441-454.
 57. Носенко В.С. Напружено-деформований стан пально-плитних фундаментів секційних висотних будинків : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. К., 2012. 24 с.
 58. Першаков В.М. Створення ефективних типів залізобетонних рамних конструкцій з несучими елементами змінного перерізу : автореф. дис. ... докт. техн. наук. К.: КНУБА. 2012. 40 с.
 59. Петренко Г.М., Куперштейн М.Л., Мошковский А.А. Опыт применения нового метода расчета свай по деформациям основания. *«Промышленное строительство и инженерные сооружения»*. К., 1967. Вып. 3. С. 21-24.
 60. Петруняк М.В. Буронабивна паля у оболонці з ґрунтоцементу : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Полтава, 2011. 229 с.
 61. Пилипчук М.Л., Капшієнко Ю.Ю.; Блащук Н.В. Визначення несучої здатності паль тертя по боковій поверхні. *Молодь в науці: дослідження, проблеми, перспективи* (МН-2018). Вінниця: ВНТУ, 2018. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2018/paper/view/3717>
 62. Підлуцький В., Беган В. Ідентифікація ґрунтових параметрів при розрахунку висотних будівель на палювих фундаментах. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2022. 44. С. 19-26.
 63. Підлуцький В., П'ятков О., Беган В. Дослідження напружено-

- деформованого стану фундаментних конструкцій при визначенні вертикальної жорсткості паль за допомогою різних програмних комплексів. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations*. 2023. (47). С. 15–28.
64. Підлущкий В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багат шаровою основою: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. К., 2013. 24 с.
 65. Романов Д.А. Методы статических испытаний и оценки несущей способности свай. К.: Будівельник, 1967. 29 с.
 66. Самородов А.В. Парадоксы нормативных положений и новый метод оценки эффективности комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий. *Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво)*. Київ: ДП НДІБК. 2016. Вип. 83, кн. 2. С. 82-94.
 67. Самородов А.В. Проектирование эффективных комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий: монография. Харьков: Типография Мадрид. 2017. 204 с.
 68. Самородов А.В., Лучковский И.Я., Герасимович Е.Н. «Человеческий фактор» как фактор занижения несущей способности свай. *Науковий вісник будівництва*. Харків: ХДТУБА. ХОТВ АБУ. 2009. Вип. 52. С. 85-90.
 69. Самородов А.В., Табачников С.В. Метод определения сил сопротивления по боковой поверхности свай. *Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту*. Харків: УкрДАЗТ. 2015. Вип. 151, т. 2. С. 50-55.
 70. Самородов А.В., Табачников С.В. Способ определения сил сопротивления песчаного грунта по боковой поверхности модельной сваи в состоянии покоя. *Науковий вісник будівництва*. Харків: ХНУБА, ХОТВ АБУ. 2015. Вип. 1 (79). С. 91-95.
 71. Самородов Олександр, Табачников Сергій, Дитюк Олексій, Бондар Олександр. Польові дослідження напруженого стану системи «ґрунтова

- основа — комбінований пальово-плитний фундамент» багатофункціонального комплексу у м.Харкові. *Основи та фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник*. 2023. 46. С. 38–48.
72. Сахаров В.О. Математична модель нелінійної ґрунтової основи в умовах прибудови. *«Основи і фундаменти»*. Міжвід. наук. – техн. зб. КНУБА, 2005. Вип. 29. С.57-63.
 73. Сахаров В.О. Моделювання взаємодії пальового фундаменту з нелінійною основою в умовах прибудови: дис. канд. техн. наук: 05.23.02 / Київський національний ун-т будівництва і архітектури. К., 2005. 215 с.
 74. Сєдін В.Л., Бікус К.М., Ковба В.В., Волнянський Ю.Ю. Моделювання НДС основи буроін'єкційної палі, нез'єднаної з ростверком, при повторних статичних навантаженнях. *Будівельні конструкції*. 2016. 83(2). С. 236-243.
 75. Терцаги К. Теория механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1961. 507 с.
 76. Фиалко С.Ю. Некоторые особенности анализа частот и форм собственных колебаний при расчете сооружений на сейсмические воздействия. *Вісник Одеської державної академії будівництва і архітектури*. 2002. 8. С. 193-201.
 77. Фундаменти будівель і споруд. Довідковий посібник / Ю.Л. Винников та ін. К.: Урожай, 2002. 423 с.
 78. Цимбал С.Й., Малишев О.В. Експериментальні лабораторні дослідження паль з розвинутою бічною поверхнею. *Основи та фундаменти: міжвід. наук.-техн. зб.* К.: КНУБА. 2011. Вип. 32. С. 95-101.
 79. Цимбал С.Й., Малишев О.В. Статичні випробування моделей паль в глинистих ґрунтах. *Техніка будівництва: наук.-техн. журнал*. К.: КНУБА, 2011. Вип. 27. С. 42-46.
 80. 2/7-18-ІГ Науково-технічний звіт про інженерно-геологічні вишукування «Будівництво житлового комплексу з об'єктами соціально-побутового призначення обмеженого вулицями Клеманська та Сортувальна у Дарницькому районі м. Києва», ТОВ «Geosfera», Київ, 2018, 55 с.

(Інформація та документація)

81. 8ДБ-2006. Теоретичні основи чисельного моделювання процесів нелінійного деформування ґрунтової основи з урахуванням напружено – деформованого стану заглиблених підземних приміщень / І.П.Бойко [та ін.]. К.: НДК КНУБА, 2008. 58 с. (Інформація та документація)
82. АС 1006603, М.кл. E02D 1/00. Инвентарная испытательная поляя свая. И.П.Бойко, И.Ф.Потапенко, А.У.Липовой. N 3323022/29-33. Заявл. 20.07.81, опубл. 23.03.83 URL: <https://patents.su/4-1006603-inventarnaya-ispytatelnaya-polaya-svaya.html>
83. ГОСТ 5686-2012. Методы полевых испытаний сваями. [Действующий от 2013-07-01]. М.: Стандартиформ,. 2014. 42 с. (Інформація та документація)
84. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. [Недіючий, замінений на ДБН В.1.2-14:2018]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с. (Інформація та документація)
85. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с. (Інформація та документація).
86. ДБН В.2.1-10-2009. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. [Недіючий, замінений на ДБН В.2.1-10:2018]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 161 с. (Інформація та документація).
87. ДСТУ Б EN 1536: 2015. Виконання спеціальних геотехнічних робіт. Палі бурові (EN 1536:2010, IDT). [Чинний від. 2016-10-01]. Київ: ДП «Укрархбудінформ»,. 2016. VI. 116 с. (Інформація та документація)
88. ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань [Чинний від 2010-12-22]. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 11 с. (Інформація та документація)

документація)

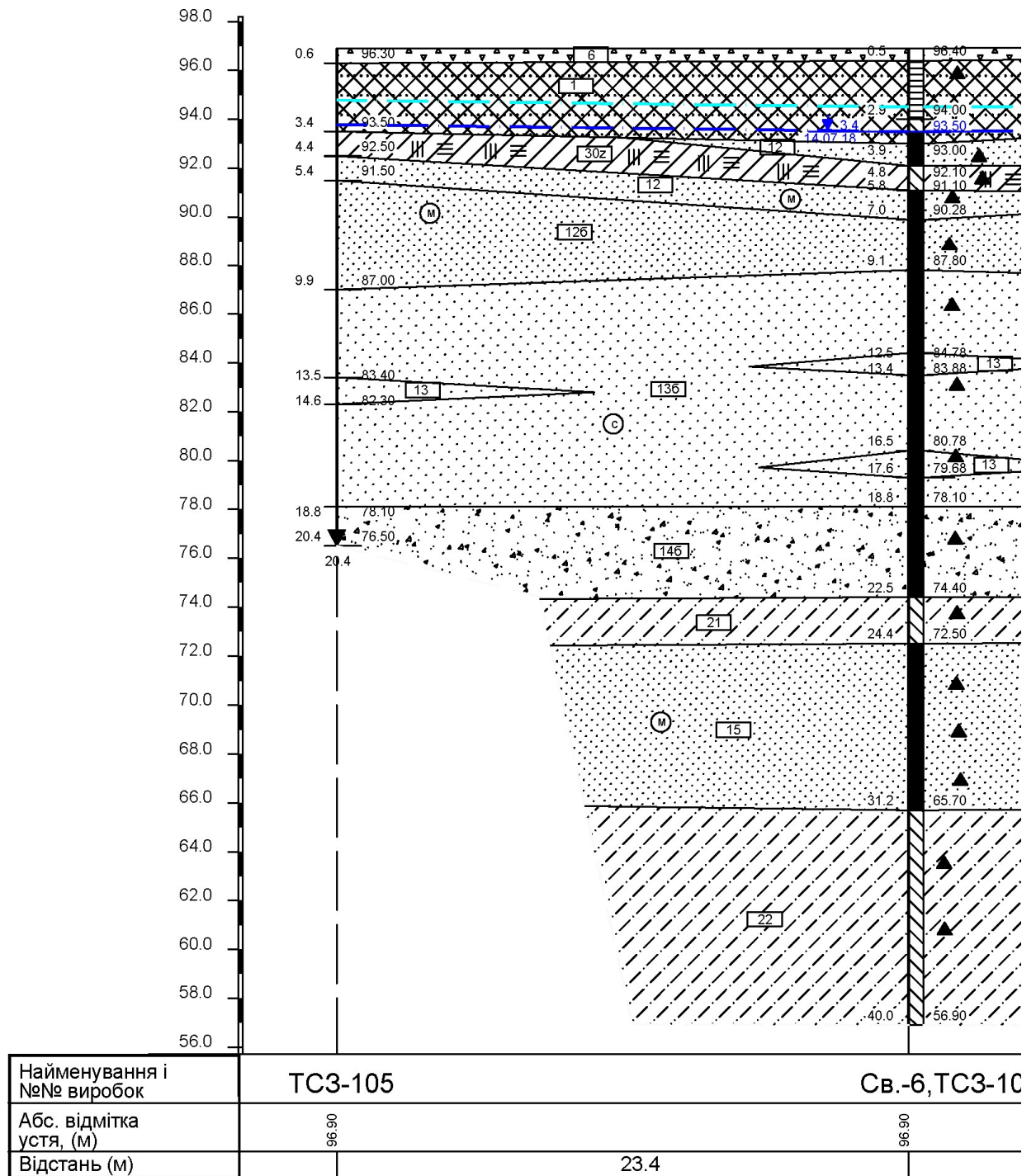
89. ДСТУ Б В.2.1-9-2002. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням (ГОСТ 19912-2001). [Чинний від 2010-12-22]. К.: Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2002. 24 с. (Інформація та документація)
90. ДСТУ–Н Б EN 1990:2008. Єврокод Основы проектирования конструкций (EN1990:2002, IDT). Зм.1 згідно наказу №273 від 26-06-13; Зм. 2 згідно наказу №615 від 27-12-13; Зм. 3 згідно наказу №615 від 27-12-13. [Чинний від 01-07-13]. Київ, МінрегіонбудУкраїни, 2013. (Інформація та документація)
91. Пособие П 13-01 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство буронабивных свай. Минстройархитектуры РБ. Мн., 2002. 43 с. (Інформація та документація)
92. Пособие П 2-2000 к СНБ 5.01.01-99. «Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов». Минстройархитектуры РБ. Мн., 2001. 23 с. (Інформація та документація)
93. Протокол № v223с. Статичні випробування паль. Об'єкт «Будівництво житлових будинків з вбудовано-прибудованими об'єктами громадського обслуговування на вул. Сортувальній, 5, Канальній, 2 та Клеманській, 7 у Дарницькому р-ні, м. Києва. Кущі». ТОВ «Verum» , Київ, 2019, 9 с. (Інформація та документація)
94. РСН 229-76. Инструкция по определению несущей способности свай по результатам испытаний инвентарных свай. НИИСП Госстроя УССР, Киев. 1977. 12с. (Інформація та документація)
95. СП 50-102-2003. Свод правил. Проектирование и устройство свайных фундаментов. [Действующий с 21.06.2003]. М.: ФГУП ЦПП, 2004, 82 с. (Інформація та документація)
96. Aghayarzadeh, Mehdi & Khabbaz, Hadi. (2019). Numerical simulation of

- concrete pile groups' response bored in cemented sand deposit under axial static load testing. *E3S Web of Conferences*. 92, 16011. URL: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199216011>
97. Ali MM, Al-Kodmany K. Structural Systems for Tall Buildings. *Encyclopedia*. 2022. 2(3). P. 1260-1286.
 98. Bazhenov, V.A., Vabishchevich, M.O., Solodei, I.I., Chepurnaya, E.A. Semianalytic Finite-Element Method in Dynamic Problems of Linear Fracture Mechanics. «*International Applied Mechanics*». 2018. 54(5). P. 519–530.
 99. Brandl H. Cyclic preloading of piles to minimize (differential) settlements of high-rise buildings. Slovak, 2006. P. 1-12.
 100. Chimdesa, F.F., Chimdesa, F.F., Jilo, N.Z. et al. Numerical analysis of pile group, piled raft, and footing using finite element software PLAXIS 2D and GEO5. (2023) Sci Rep 13, 15875. URL: <https://doi.org/10.1038/s41598-023-42783-x>
 101. Du, Z., Shahin, M.A. & El Naggar, H. (2021). Design of Ram-Compacted Bearing Base Piling Foundations by Simple Numerical Modelling Approach and Artificial Intelligence Technique. // *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*. 7, 41 (2021). URL: <https://doi.org/10.1007/s40891-021-00287-6>
 102. Gaynor Allison Slurry displacement piles and methods. *Pile Buck*. 37. 5(2021). P. 112-134
 103. Haider, Syed & Zafarullah, Nizamani & Chun Chieh, Yip. Behavioural Study of Shear Wall with Correlational to Bracing under Seismic Loading. *E3S Web of Conferences*. 2018. 65. 08008. URL: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20186508008>
 104. Katzenbach R., Bachmann G., Gutberlet C. Soil-structure interaction of deep foundations and the ULS design philosophy. *Geotechnical Engineering in Urban Environments: proc of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical. Engineering*. Madrid, 2007. P. 55-60.
 105. Kryvenko O.P., Lizunov P.P., Vorona Y.V., Kalashnikov O.B. Modeling of Nonlinear Deformation, Buckling, and Vibration Processes of Elastic Shells in Inhomogeneous Structure. *International Applied Mechanics*. 2024. 60 (4), art.

- no. 114118. P. 464-478.
106. Lizunov, P.P.; Ivanchenko, G.M.; Nedin, V.O. The stability of shafts under the action of periodic axial loads. «*Opir materialiv i teoria sporud-strength of materials and theory of structures*». 2021. Iss.107. P. 257-264.
 107. Lou H.P., Ye J., Jin F.L., Gao B.Q., Wan Y.Y., Quan G. A practical shear wall layout optimization framework for the design of high-rise buildings. *Structures*. Vol. 34. 2021. P. 3172-3195.
 108. Meyerhof G.G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. *J.G. Eng.* 1976. 102. P. 563-570.
 109. Monteiro, F.F., Cunha, R.P. da ., Aguiar, M.F.P. de ., & Silva, C.M. Settlement of bored piles with expander body system in lateritic soils. *REM - International Engineering Journal*. (2021). 74(3). P. 309–318.
 110. Piskunov, S.O.; Solodey, I.I.; Maksymiuk, Y.V.; Solodenko, A.D. Features application moment finite element scheme (msse) for linear calculations of plates and shells. «*Opir materialiv i teoria sporud-strength of materials and theory of structures*». 2013. Iss.91. P. 59-75.
 111. Qian, Y.; Lin, S.; Liu, Z.; Teng, D.; Li, H. Finite Element Simulation Analysis of the Influence of Pile Spacing on the Uplift Bearing Performance of Concrete Expanding-Plate Pile Groups. *Symmetry* 2024, 16, 731. URL: <https://doi.org/10.3390/sym16060731>
 112. Sakharov V.O. Dynamic behavior of Zymne Monastery Cathedral on soil base with consideration of non-linear deformation of materials. *Advances in Mechanics: Theoretical, Computational and Interdisciplinary Issues*. 2016. P. 503–506. DOI: 10.1201/b20057-107.
 113. Seregin N.G. (2020). Feasibility for the implementation of cement piles // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 953(2020). 012093. URL: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/953/1/012093/pdf>
 114. Slyusarenko, Y., Tytarenko, V., Shuminskiy, V., & Vynnykov, Y. Designing of buildings and structures at land sliding and slide hazardous segments of slopes. *Academic Journal Industrial Machine Building Civil Engineering*. 2018. 2(51).

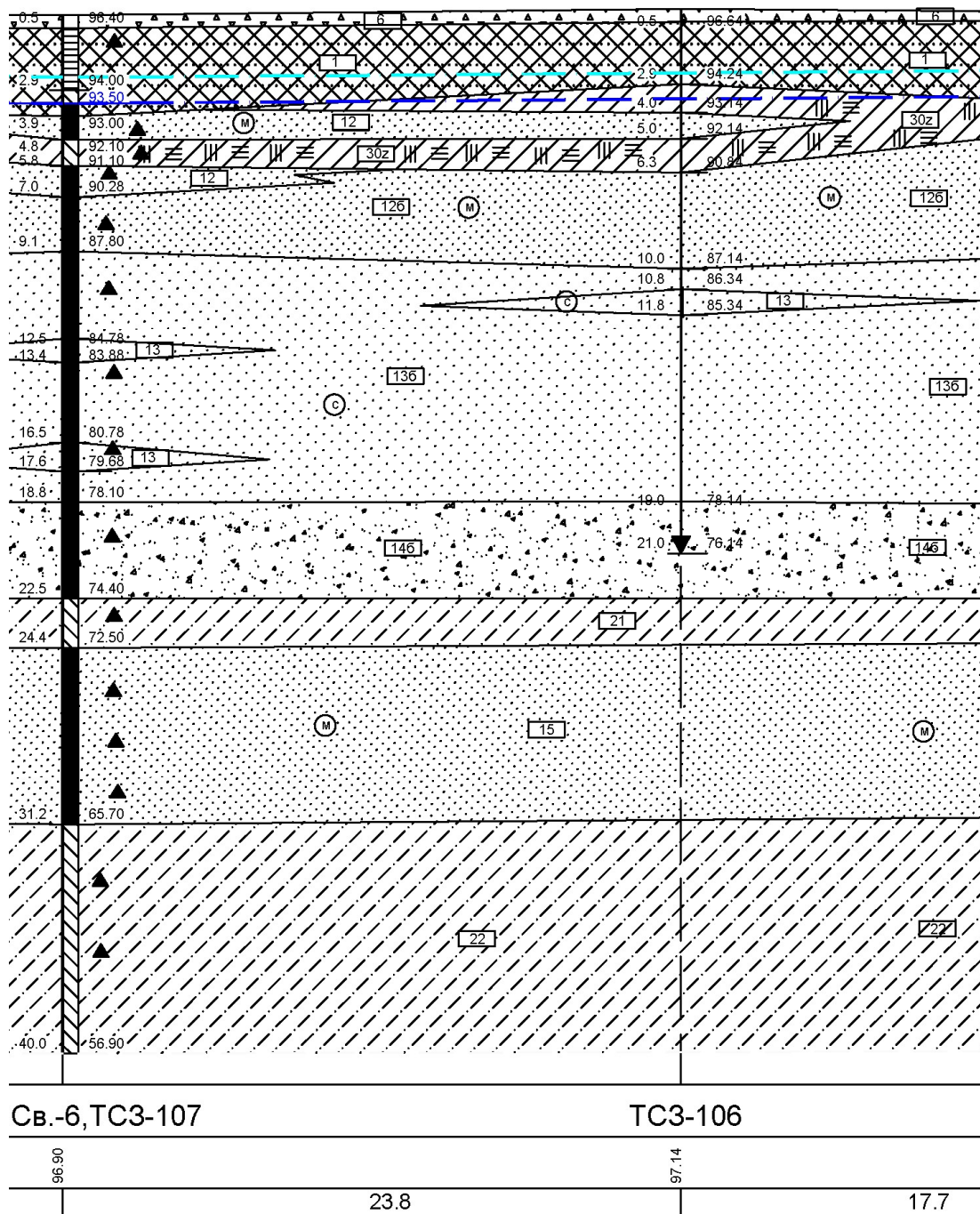
- 124–131. URL: <https://doi.org/10.26906/znp.2018.51.1303>
115. Terceros, M. A. and Massarsch, K.R. The use of the Expander Body with cast in situ piles in sandy soil. *DFI/EFEC International Conference on Piling and Deep Foundations*, Stockholm, 2014, P. 347-358.
 116. Terzaghi K., Peck, R.B. Mesri G. Soil mechanics in engineering practice. NY, 1996. 549 p.
 117. Terzic V., Kolozvari K. Probabilistic evaluation of post-earthquake functional recovery for a tall RC core wall building using F-Rec framework. *Engineering Structures*. Volume 253. 2022. 113785. URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113785>
 118. Tytarenko,V., Tytarenko,O., Polevetskiy,V., Zhemelinsky,I., Berchun,Y. and Kaliukh,I. Studying the Slope State at 4 M.Hrinchenka Street in Kyiv and Technical Solutions Developing for its Stabilization. *5th EAGE Workshop on assessment of landslide hazards and impact on communities*. 2025. Volume 2025. p.1–5. URL: <https://doi.org/10.3997/2214-4609.2025520005>
 119. Więclawski, Paweł. Polish experience in the assessment of pile bearing capacity and settlement of the pile foundation. (2012). URL: https://www.researchgate.net/publication/309810128_Polish_experience_in_the_assessment_of_pile_bearing_capacity_and_settlement_of_the_pile_foundation
 120. Zhong C, Chen Z, Zhou J. Numerical Investigations of Pile Group Foundations under Different Pile Length Conditions. *Applied Sciences*. 2024; 14(5):1908. URL: <https://doi.org/10.3390/app14051908>
 121. Zhuravskyi O., Smorkalov D. Investigation of single- and double-layer slabs supported on four sides. *USEFUL online journal*. 2018. Vol. 2. Iss. 4. P. 44-55.
 122. Zhuravskyi O.D., Zhuravska N.E., Bambura A.M. Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering*. 2022. Iss.50 Vol.14 No.1. P. 103-107.

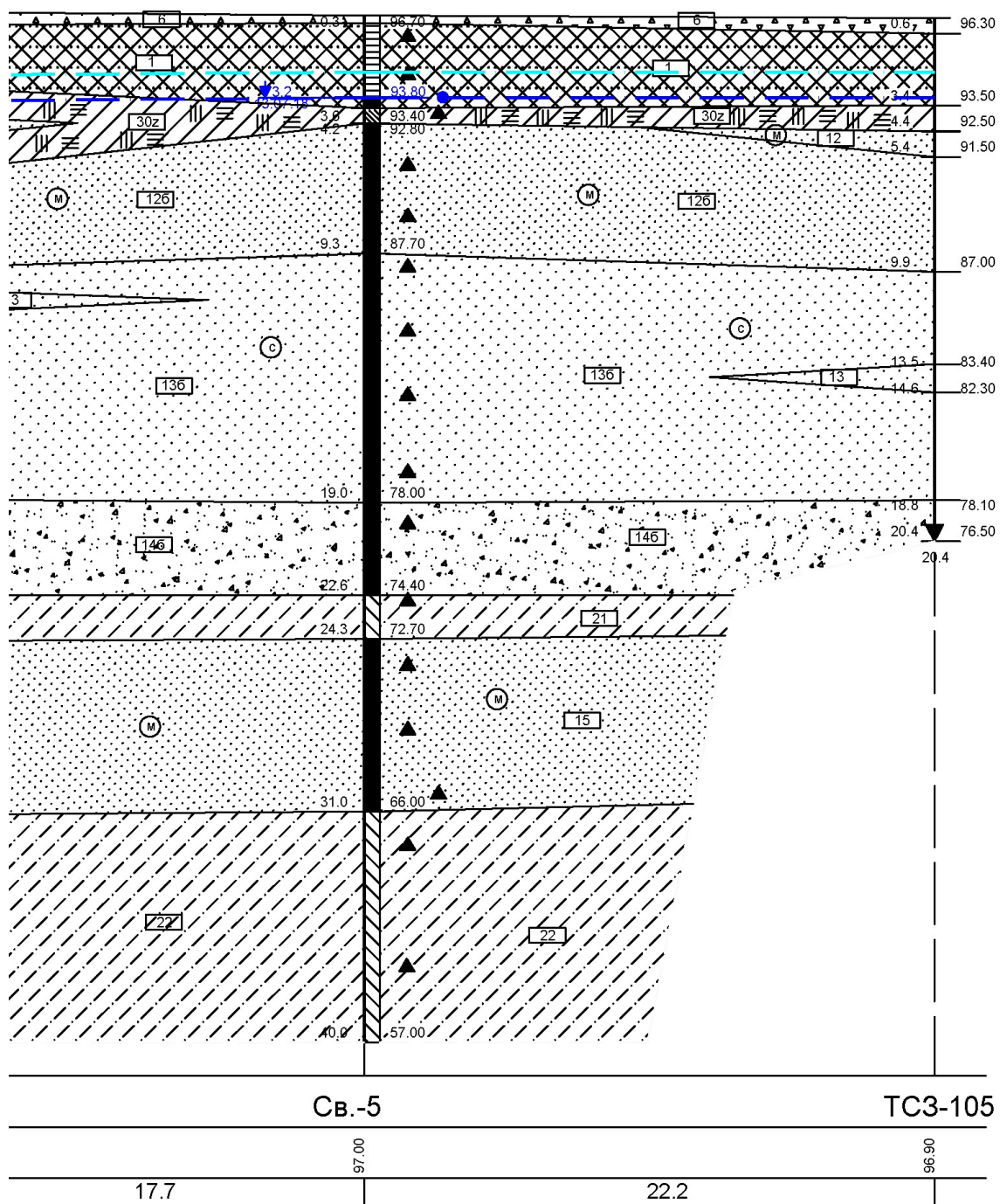
ДОДАТОК А. Геологічна будова дослідного майданчика



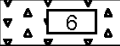
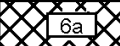
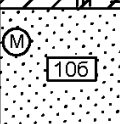
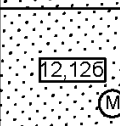
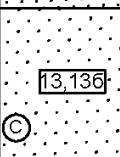
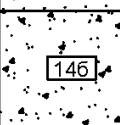
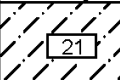
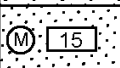
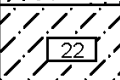
Розріз по лінії: III-III'

Масштаби: верт. 1:200 гориз. 1:200





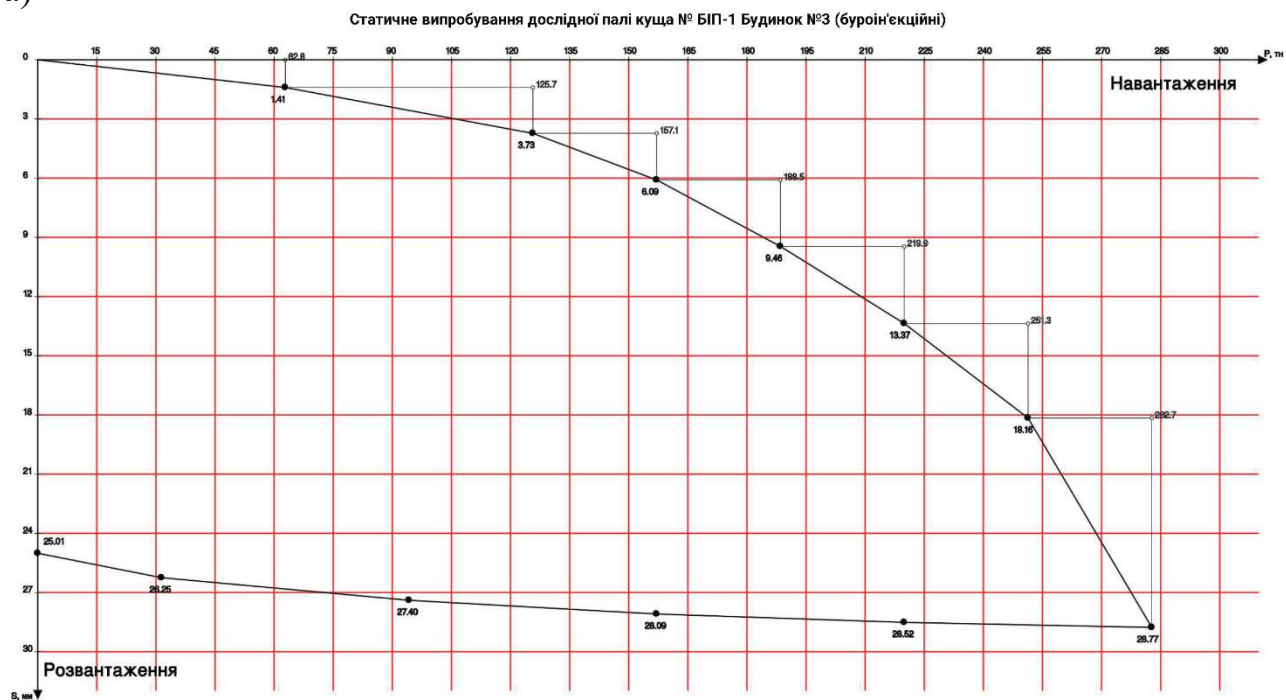
УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

Вік	походження	Геолого-літологічна колонка	КОРОТКИЙ ОПИС ҐРУНТІВ	Група ґрунтів по вазкості розробки ДСТУ Б Д 2.2-1:2012
Насипні	t H		Насипний шар - асфальт, щебінь з піском	
			Насипний шар - будівельне сміття з піском	26a
			Насипний шар-пісок мілкий та середньої крупності, світло-коричневий, коричневий, з включенням щебеню та будівельного сміття 10-25% , місцями з лінзами супіску та суглинку, середньої щільності, місцями пухкий та щільний, від маловологого до водонасиченого	29в
			Насипний шар – супісок пиловатий темно-коричневий, твердий	36б
Четвертинні	a, I PIII-H		Суглинок легкий пиловатий чорний та темно-сірий, з домішками органічних речовин (I _г =0.046 д.о.) та місцями з тонкими прошарками піску, м'якопластичний та текучопластичний	35a
			Пісок мілкий та середньої крупності світло-коричневий та коричневий, з ознаками озалізнення, щільний, від малого ступеню водонасичення до насиченого водою	29a
	a PII-III		Пісок мілкий сірий, з прошарками пиловатого та середньої крупності, місцями із лінзами суглинку, середньої щільності (I _г E-12) та щільний (I _г E-12б), насичений водою	29a
			Пісок середньої крупності сірий, з прошарками супіску та піску мілкового, іноді зустрічаються залишки рослинного детриту, середньої щільності (I _г E-13) та щільний з прошарками середньої щільності (I _г E-13б), насичений водою	29a
			Пісок різнозернистий (від мілкового та середньої крупності до гравелистого), сірий, щільний з прошарками середньої щільності, насичений водою	29a
Палеогенові	P2 bc		Супісок пиловатий сіро-зелений, з включеннями піску мілкового, пластичний	36a
			Пісок мілкий сірий, щільний, насичений водою	29a
	P2 kn		Супісок пиловатий темно-сірий, з прошарками піску пиловатого та пісковику до 35%, пластичний	36a

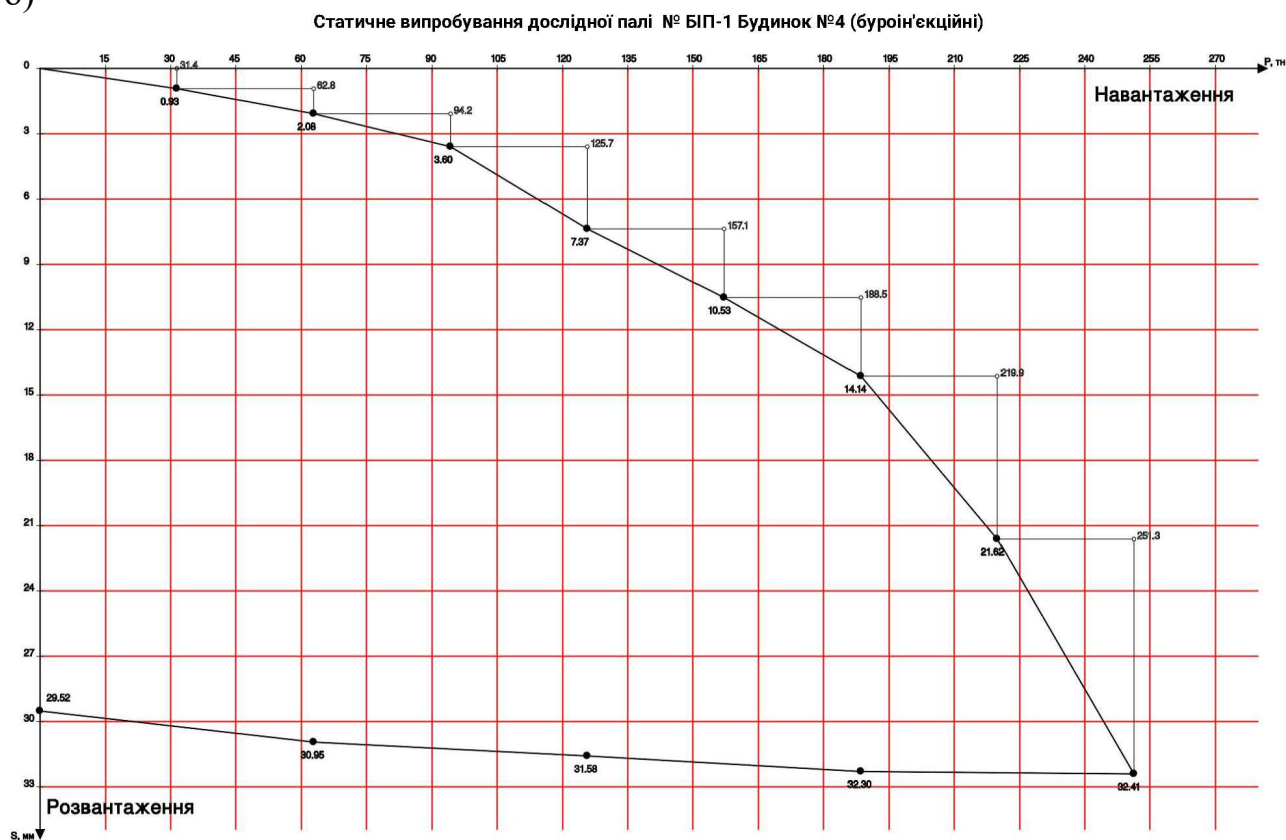
№№ ПТЕ	Короткий опис ґрунтів	Об'єднані показники фізичних властивостей										Гравімометричний склад піску, мм/%										φ _n , град.	С _n , кПа	Е, МПа	Розрахункові значення характеристик груп				
		W				W _L				K, φ, м/доб.		I - 0,5 - 2		2 - 1		I - 0,5 - 2		0,25 - 0,10		C _u ступінь неоднор. піску	φ _n ⁰				C _{ll} , кПа	Y _n , кН/м ³	φ ₁ ⁰	C _l , кПа	Y _l , кН/м ³
		ρ, г/см ³	ρ _d , г/см ³	ρ _s , г/см ³	% відсотки	Ip	IL	e	Sr	W	W _L	Wp	Ip	IL	K, φ, м/доб.	2 - 1	0,5 - 2	I - 0,5 - 2	0,25 - 0,10										
6	Насипний шар - асфальт, щебінь з піском																												
6а	Насипний шар - будівельне сміття з піском																												
1	Насипний шар-пісок м'який та середньої крупності, світло-коричневий, з включеннями щебеню та будівельного сміття 10-25%, місцями з лігвами та суглинку, середньої щільності, місцями пухкий та шльний, від маловологого до водонасиченого																												
2	Насипний шар – сугісок пилуватий темно-коричневий, твердий																												
30г	Суглинок легкий пилуватий чорний та темно-сірий, з домішками органічних речовин (П=0,046 д.о.) та місцями з тонкими прошарками піску. м'якопластичний та текучопластичний																												
106	Пісок м'який та середньої крупності світло-коричневий та коричневий, з озянками озалізнення, шльний, від малого ступеню водонасичення до насиченого водою																												
106*	Пісок м'який сірий, з прошарками пилуватого та середньої крупності, місцями із лігвами суглинку, середньої шльності (ПГЕ-12) та шльний (ПГЕ-12б), насичений водою																												
12	Пісок м'який сірий, з прошарками сугіску та середньої крупності, місцями з лігвами рослинного дестригу, середньої шльності (ПГЕ-13) та шльний з прошарками середньої шльності (ПГЕ-13б), насичений водою																												
126	Пісок м'який сірий, з прошарками пилуватого та середньої крупності, місцями з лігвами суглинку, середньої шльності (ПГЕ-12) та шльний (ПГЕ-12б), насичений водою																												
13	Пісок різнозернистий (від м'якого до середньої крупності до гравієлистого), сірий, шльний з прошарками середньої шльності, насичений водою																												
136	Пісок різнозернистий (від м'якого до середньої крупності до гравієлистого), сірий, шльний з прошарками середньої шльності, насичений водою																												
14б	Пісок пилуватий сіро-зелений, з включеннями піску м'якого, пластичний																												
21	Сугісок пилуватий сіро-зелений, з включеннями піску м'якого, пластичний																												
15	Пісок м'який сірий, шльний, насичений водою																												
22	Сугісок пилуватий темно-сірий, з прошарками піску пилуватого та пісковик до 35%, пластичний																												

ДОДАТОК В. Графіки статичних випробувань натурної палі

а)

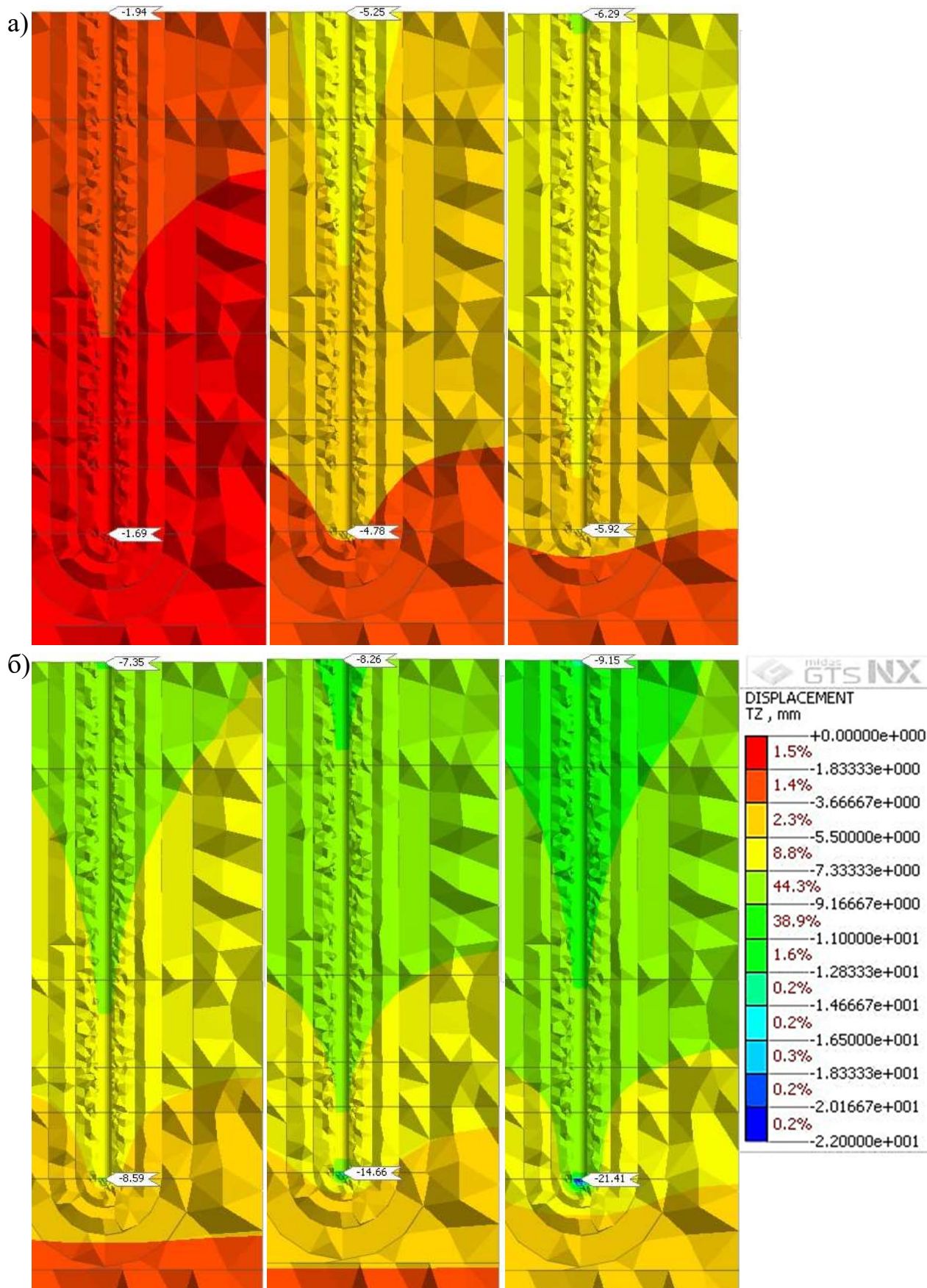


б)



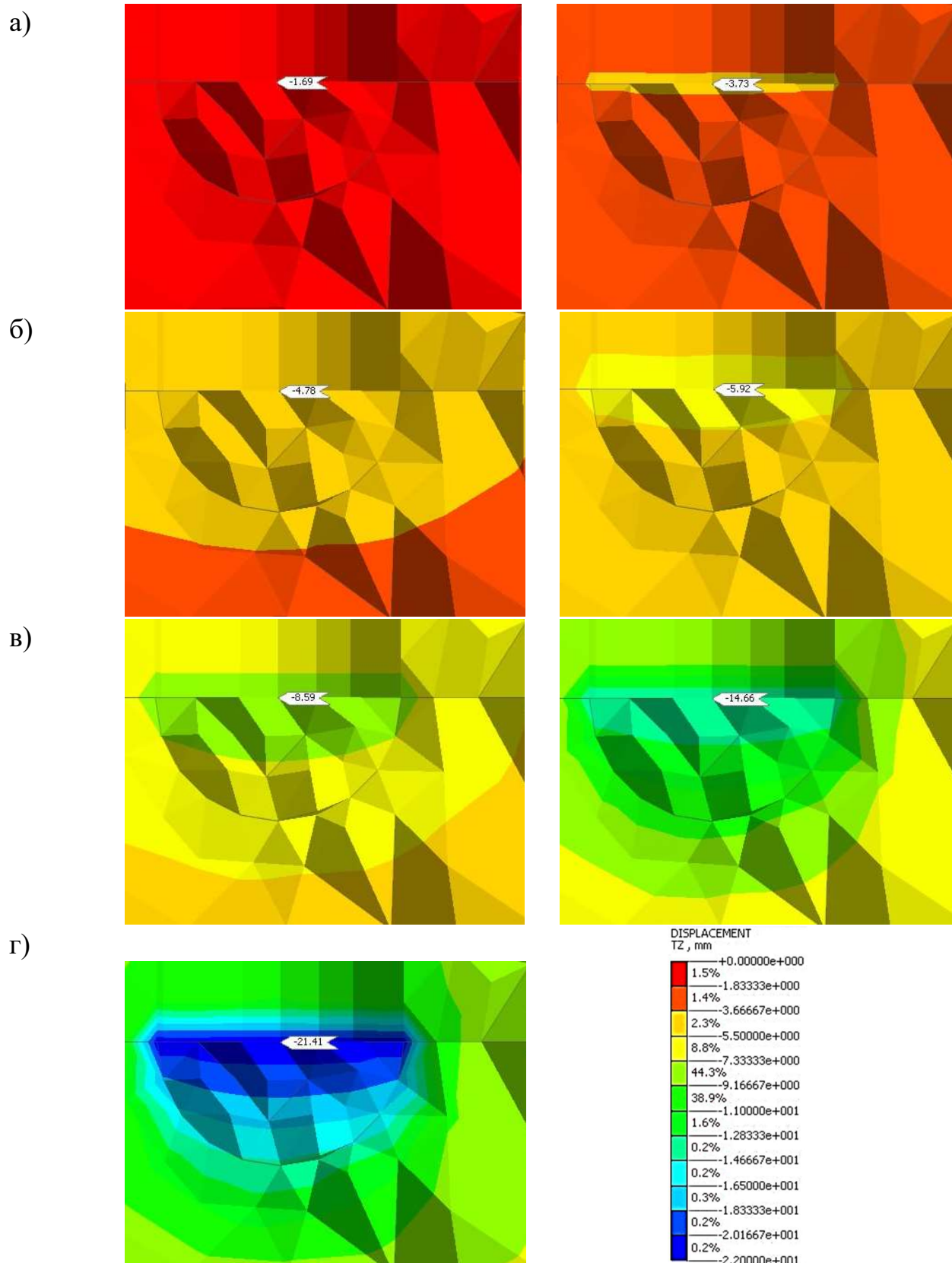
Графіки залежності «навантаження-осідання», отримані за даними статичного випробування натурної палі $\varnothing 620$ мм $L = 23$ м

ДОДАТОК Г. Осідання ґрунтового масиву навколо палі

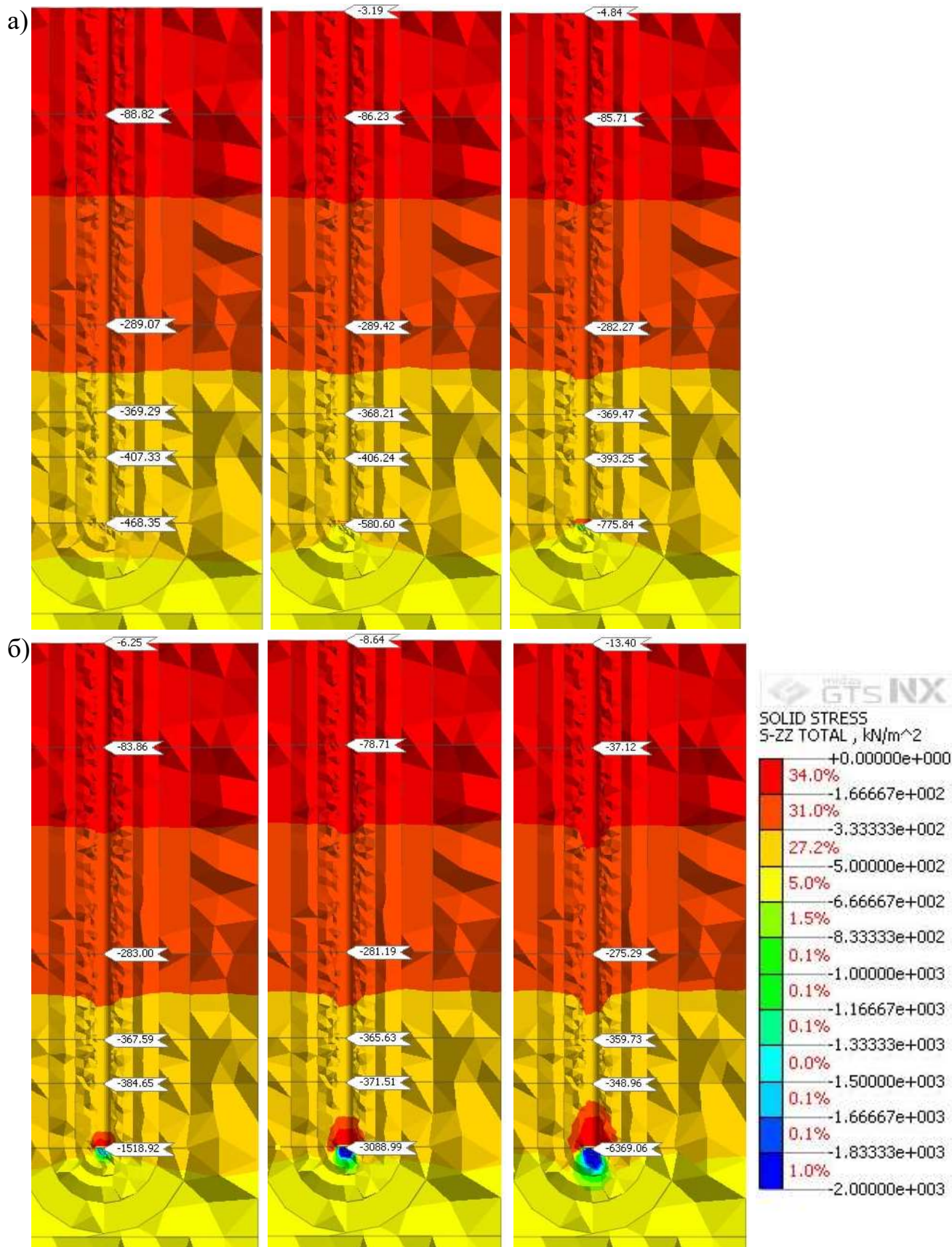


s , мм: а – ступені навантаження $N_1=650$ кН; $N_3=1600$ кН, $N_4=1900$ кН; б - ступені $N_5=2200$ кН, $N_6=2500$ кН, $N_7=2800$ кН

ДОДАТОК Д. Деформації ґрунту під підшовою палі

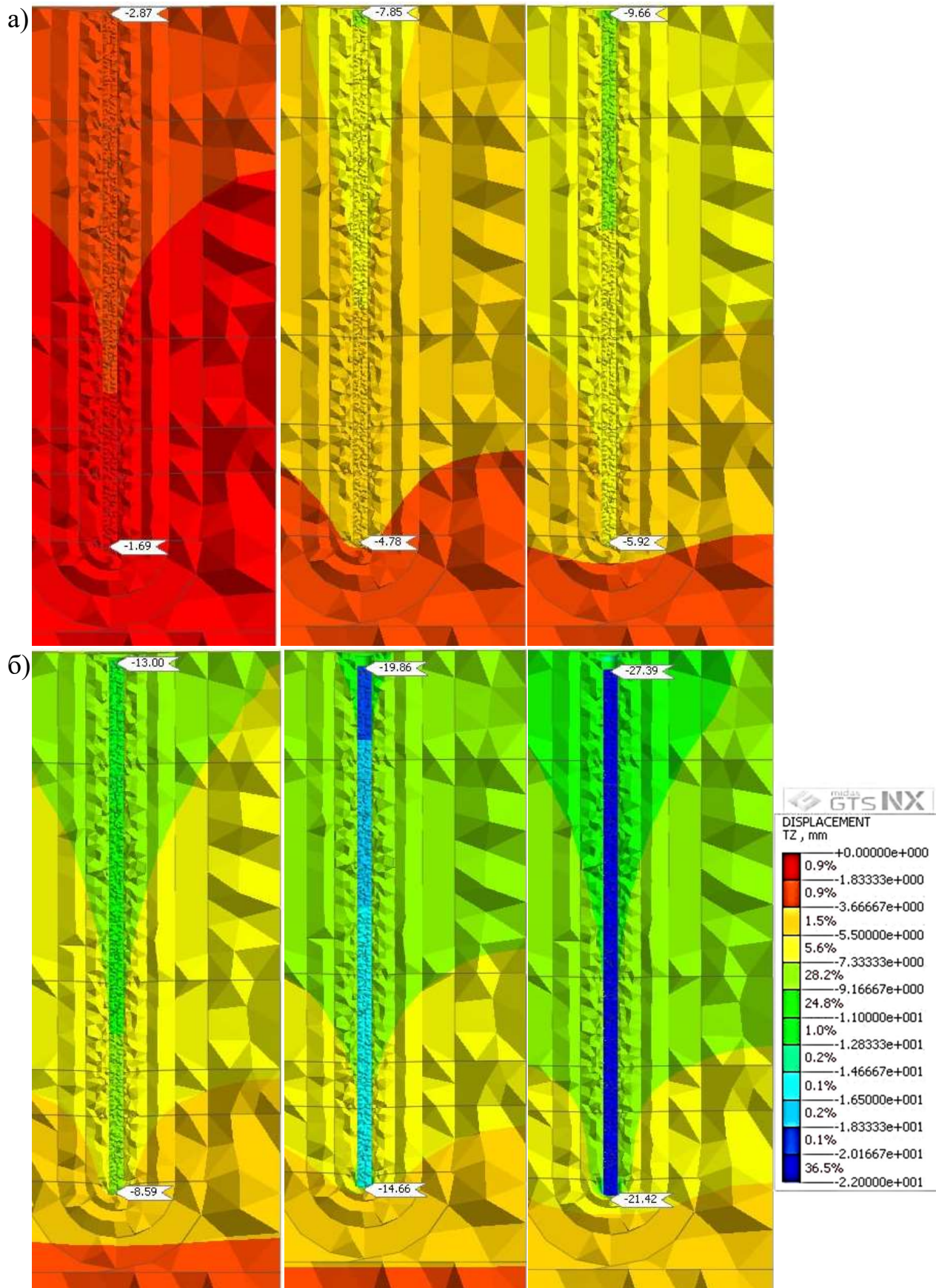


a – ступені навантаження $N_1=650$ кН, $N_2=1250$ кН; *б* - $N_3=1600$ кН, $N_4=1900$ кН; *в* - $N_5=2200$ кН, $N_6=2500$ кН; *г* - $N_7=2800$ кН

ДОДАТОК Е. Вертикальні напруження в ґрунті, σ_z , кПа

а – ступені навантаження на палю $N_1=650$ кН, $N_3=1600$ кН, $N_5=2200$ кН;
 б - ступені $N_7=2800$ кН, $N_{11}=4100$ кН, $N_{19}=6650$ кН.

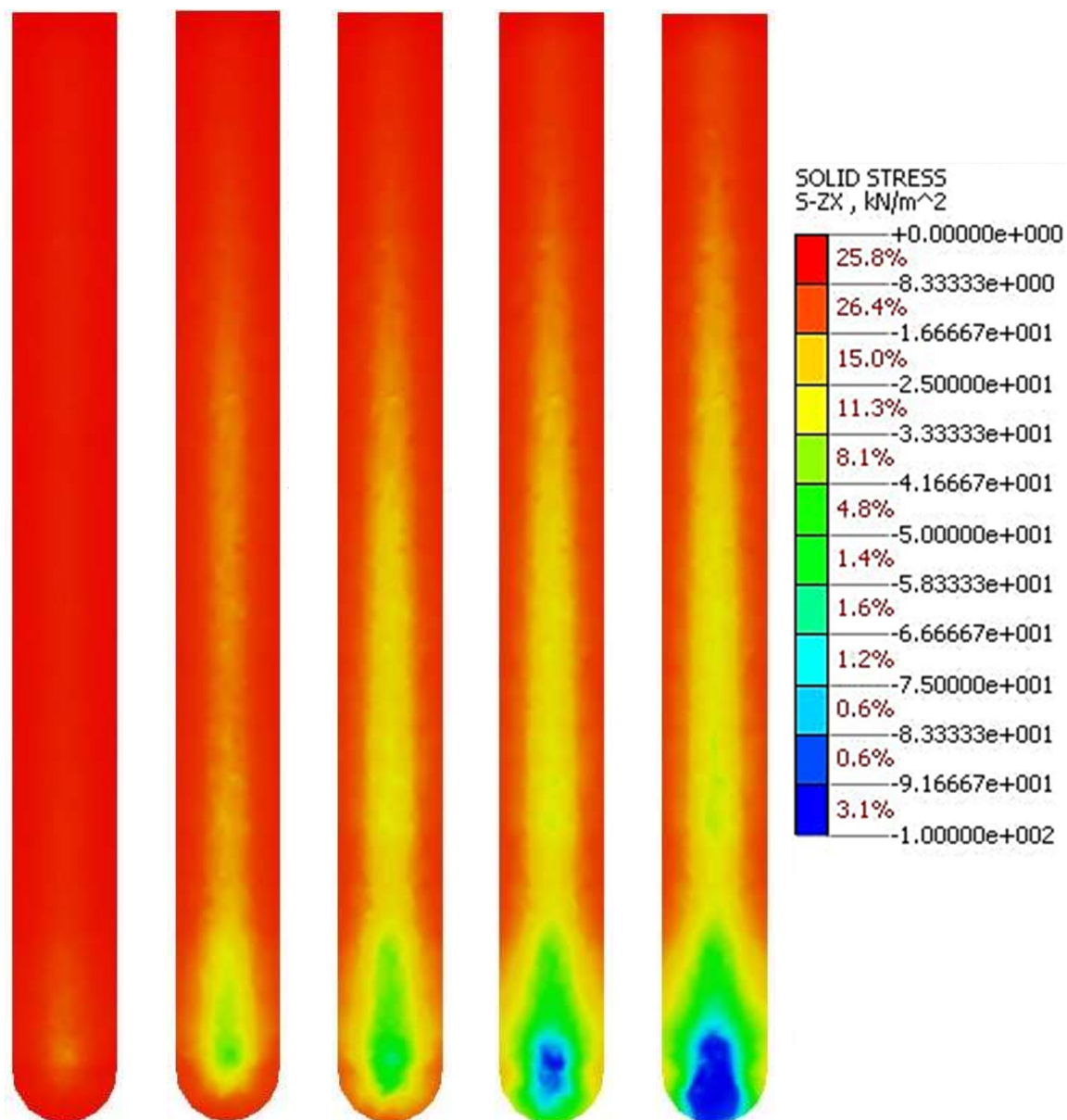
ДОДАТОК Ж. Вертикальні переміщення палі і оточуючого ґрунту, s , мм



а – ступені навантаження $N_1=650$ кН; $N_3=1600$ кН, $N_4=1900$ кН;
 б - ступені $N_5=2200$ кН, $N_6=2500$ кН, $N_7=2800$ кН

ДОДАТОК К. Дотичні напруження в ґрунті навколо палі, τ_z , кПа

a) $N_1=650$ кН $N_3=1600$ кН $N_5=2200$ кН $N_7=2800$ кН $N_9=3500$ кН



ДОДАТОК Л. Довідка про впровадження результатів дисертаційної роботи**ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
«БРИТАНІЯ1»****(ТОВ «БРИТАНІЯ1»)**

вул. Михайла Максимовича, буд. 26-Б, приміщ. 450, Голосіївський район, м. Київ, 03066

Ідентифікаційний код юридичної особи 45246578, email: llc.britannia1@gmail.com

№ 1-10/25 від 28/10/2025**Довідка**

Видана здобувачу Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА) Гаврилюку Олександрю Володимировичу про те, що в період з 26.04.2024 р. по 09.2025 р., на об'єкті «Нове будівництво житлового комплексу з вбудовано прибудованими нежитловими приміщеннями на земельних ділянках з кадастровими номерами 3222485903:02:001:0006 по вул. Коцюбинського в селі Чайки, Бучанського р-ну, Київської області (перша черга)», було впроваджено результати дисертаційної роботи Гаврилюка О.В.

Застосування адаптованої методики дозволило зменшити кількість паль без втрати надійності проектного рішення фундаментів.

Акт впровадження додається.

Довідка видна для подання в результатах дисертаційної роботи.

Директор ТОВ «БРИТАНІЯ1»



Андрій ГАЙНОВ

ЗАТВЕРДЖУЮ

Директор ТОВ «БРИТАНІЯ1»

Андрій ГАЙНОВ

„28” жовтня 2025 року

АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Гаврилюка Олександра Володимировича

на тему «Взаємодія фундаментів із бурових паль з основою при локальних пошкодженнях несучих конструкцій будівель»

Ми, що нижче підписалися, представник Замовника ТОВ «БРИТАНІЯ1» директор Гайнов А.Ю., професор кафедри геотехніки Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА), доктор технічних наук, професор Бойко І.П. та асистент кафедри геотехніки Київського національного університету будівництва і архітектури Гаврилюк О.В., склали цей акт про те, що розрахунки та розробки проектних рішень фундаментів на об'єкті «Нове будівництво житлового комплексу з вбудовано прибудованими нежитловими приміщеннями на земельних ділянках з кадастровими номерами 3222485903:02:001:0006 по вул. Коцюбинського в селі Чайки, Бучанського р-ну, Київської області (перша черга)» у період з 26.04.2024 по 09.2025 виконані асистентом Гаврилюком О.В. із використанням адаптованої методики оцінки несучої здатності паль, а також результатів досліджень взаємодії палевих фундаментів будівлі з нелінійною ґрунтовою основою в умовах аварійних ситуацій.

Використана методика дозволила запроєктувати раціональний варіант фундаментних конструкцій із забезпеченням надійності проектного рішення. Запропоновано заходи для підвищення міцності конструкцій, включаючи збільшення площі армування на 30% для пілонів в зоні входу в споруду подвійного призначення.

Акт підписали:

Від КНУБА

Д.т.н., професор

Ігор БОЙКО

Асистент

Олександр ГАВРИЛЮК

Від ТОВ «БРИТАНІЯ1»

Директор

Андрій ГАЙНОВ

