

Напружено-деформований стан конструкцій будинку з врахуванням можливої локальної відмови елемента

Олександр ГАВРИЛЮК¹, Дмитро НЕЧИПОРЕНКО², Вероніка ЖУК³

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
¹gavryliuk.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7252-0679
²netchyporenko_di@knuba.edu.ua, orcid.org/0009-0006-6697-2381
³zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1114-3192

DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.100-115

Анотація. Питання вибору конструктивної схеми та матеріалу несучих конструкцій є важливою техніко-економічною задачею на етапі розробки проектного рішення, яка залежить від цілого ряду факторів, серед яких клас капітальності споруди, надійність проектного рішення, економія основних будівельних матеріалів. У публікації 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.

Сучасні вимоги до проектування включають питання забезпечення здатності пошкодженої споруди адаптуватися до нових умов, продовжуючи при цьому своє функціонування із забезпеченням цілісності людського життя, майна та обладнання. Під новими умовами розуміють наслідки виникнення певної аварійної ситуації, що супроводжується ослабленням або перевантаженням несучих конструкцій споруди, або ґрунтової основи: зміну конструктивної схеми, комбінацію нових діючих навантажень і перерозподіл внутрішніх зусиль. У публікації висвітлено результати оцінки перерозподілу напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундаменти - несучі конструкції» внаслідок реалізації гіпотетичної аварійної ситуації із виключенням з роботи несучої конструкції. Розглянуто випадок руйнування одного з вертикальних несучих елементів (локальна відмова пілону) підземного поверху, що може використовуватися як споруда подвійного призначення. Розрахунки на стійкість споруди проти прогресуючого обвалу були виконані шляхом



Олександр ГАВРИЛЮК
асистент кафедри
геотехніки



Дмитро НЕЧИПОРЕНКО
аспірант кафедри
геотехніки



Вероніка ЖУК
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.

числового моделювання в ПК ЛІРА САПР-2019 із застосуванням квазістатичної постановки розрахунку та методом прямого інтегрування динаміки в часі. Продемонстровано, що спосіб моделювання для врахування спільної роботи будинку з ґрунтовою основою, впливає на результати числового розрахунку прогресуючого руйнування каркасу будівлі. Оцінено вплив локальної відмови вертикального несучого елемента на перерозподіл напружень і деформацій у фундаментних конструкціях секції будинку. Прогнозується збільшення навантаження на палі під пілонами навколо елемента, що видаляється за сценарієм локальної відмови конструкції, на 15...25%.

Ключові слова. Несучі конструкції, пальовий фундамент, числове моделювання, прогресуюче руйнування.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Перевірка на стійкість проти прогресуючого обвалення повинна виконуватися із урахуванням просторової роботи елементів системи «грунтова основа – фундамент – надфундаментна частина споруди». При цьому, стадійність розрахунків відповідно змінам конструктивної схеми та еволюції навантажень забезпечує коректне накопичення напружено-деформованого стану елементів системи. Перевірка на можливість прогресуючого обвалення дає можливість оцінити напружено-деформований стан конструкцій при виключенні з роботи окремої конструкції або групи несучих елементів конструктивної схеми будівлі.

Для захисту споруд від прогресуючого руйнування застосовують наступні конструктивні заходи:

- запас міцності конструкцій для забезпечення потрібної несучої здатності несучих елементів;
- армування конструкцій за безперервним способом;
- проектування вузлів стикування та зв'язків між конструкціями з пластичними властивостями.

Реалізація розрахунків з використанням числового моделювання дозволяє досліджувати перерозподіл внутрішніх зусиль в конструкціях внаслідок локальної відмови елементу конструктивної схеми будівлі або споруди. За результатами моделювання здійснюється підбір армування або перевірка достатності заданого армування в несучих конструкціях споруди.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах [3-5] висвітлюються особливості імітаційного моделювання взаємодії елементів системи «грунтова основа – фундамент – надфундаментна частина споруди», питанням спільної роботи будівлі з ґрунтовым масивом в умовах динамічного впливу присвячені публікації [1, 2]. Числове моделювання прогресуючого обвалення конструкцій дає можливість виконати перевірку стійкості як споруди в цілому, так і

виживання окремих несучих конструкцій у випадку руйнування певних елементів конструктивної схеми згідно розглянутому сценарію.

МЕТА РОБОТИ

Здійснити імітаційне моделювання прогресуючого обвалення для перевірки стійкості будівлі загалом, а також виживання несучих конструкцій у випадку руйнування окремих елементів конструктивної схеми. Дослідити роботу пальових фундаментів в умовах реалізації сценарію локальної відмови елементу.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

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, економія основних будівельних матеріалів тощо.

За частотою використання проектного рішення виділяють:

- унікальні будівлі, що зводяться за індивідуальним проектом;
- масове будівництво за типовими проектами, що використовуються багатократно.

Залежно від способу зведення конструктивної схеми будівлі розрізняють:

- зведені із дрібнорозмірних елементів, які можна переміщувати вручну або із використанням засобів малої механізації (цегла, дрібні блоки, балки, будівельний камінь);
- із збірних великорозмірних елементів, які виготовлені на будівельних заводах (великі стінові блоки, панелі, плити перекриття, об'ємні блоки);
- монолітні, які зводять індустріальними методами з механізованою укладкою бетону і використанням опалубки (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 характеризує склад вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій, їх розташування в просторі, а також сполучення між собою. Конструктивна схема фактично визначає принцип спільної роботи складових елементів, які забезпечують міцність і стійкість будівлі. Серед основних конструктивних схем розрізняють: стінову, каркасну, об'ємно-блокову, стовбурну, оболонкову. Також застосовують комбіновані конструктивні схеми: каркасно-стінову, каркасно-стовбурну, каркасно-оболонкову та інші.

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 поперечного перерізу 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 влаштування 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 оздоблювального характеру. 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

За умов передачі значного тиску на основу від багатопверхових 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. 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.

Вибір параметрів конструкції фундаменту, а також виду паль і типу пального фундаменту слід проводити виходячи з конкретних умов будівельного майданчика, а також ефективного використання фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів, на основі результатів техніко-економічного порівняння можливих варіантів проектних рішень фундаментів.

Сьогодні вимоги до проектування сучасних будівель і споруд включають питання забезпечення здатності пошкодженої споруди пристосовуватися до нових умов, продовжуючи при цьому своє функціонування із забезпеченням цілісності людського життя, а також збереження майна та обладнання. При цьому, під новими умовами розуміють наслідки виникнення певної аварійної ситуації, а саме ослаблення або перевантаження несучих конструкцій споруди, або ґрунтової основи, внаслідок зміни конструктивної схеми, дії нових комбінацій

навантажень, а також, перерозподілу внутрішніх зусиль в несучих елементах конструктивної схеми.

Дослідження впливу локальної відмови елемента конструктивної схеми будинку було реалізовано на прикладі реального об'єкту – зведення комплексу житлових будинків з вбудованими адміністративно-побутовими приміщеннями (рис.1). Житловий комплекс має загальні розміри в плані 17×128 м та складається із чотирьох секцій висотою 10 поверхів кожна, розділених між собою наскрізними деформаційними швами для забезпечення незалежної роботи кожного конструктивного блоку.

Підземний рівень будинку є спорудою подвійного призначення: за проектом у підвальному поверсі передбачено паркінг (рис.2), який за необхідності планується використовуватися в якості укриття.

Будинок має каркасно-монолітну конструктивну схему. Несучими елементами виступають пілони, стіни та плити перекриття із монолітного залізобетону. В якості фундаментних конструкцій проектом передбачено палеві фундаменти із бурових палів. Просторова жорсткість каркасу та його стійкість забезпечується жорстким сполученням вертикальних та горизонтальних елементів каркасу.

Ґрунтові умови майданчика будівництва представлені з поверхні сучасними насипними відкладами із супісків з включенням будівельного сміття, які підстилаються делювіальними відкладами із гумусованих супісків. Нижче залягають алювіальні відклади - піски, супіски та суглинки (рис.3). Гідрогеологічна ситуація майданчика на розвідану глибину 20 м характеризується відсутністю постійного водоносного горизонту.

Дослідження було виконано для конструктивної схеми секції №2 будинку. За результатами числового моделювання спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою було виконано визначення напружено-деформованого стану конструкцій для умов звичайної експлуатації. Додатково було здійснено перевірку на стійкість споруди проти прогресуючого руйнування, при цьому, в рамках дослідження, було застосовано

квазістатичний розрахунок та динамічний метод прямого інтегрування в часі.



Рис.1. Фасад будинку в осях «1»-«16».

Fig.1. Frontispiece of the building.

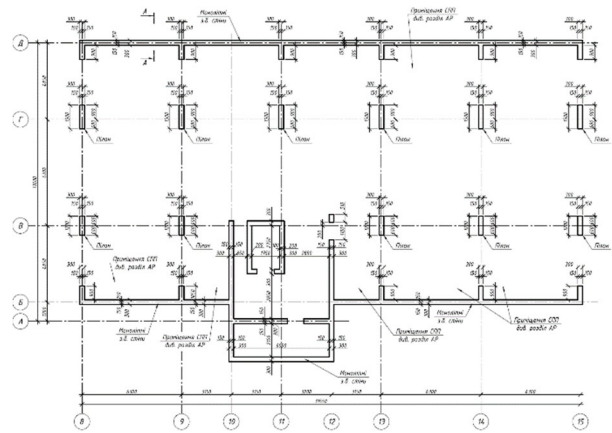


Рис.2. План вертикальних елементів підвального поверху (секція 2).

Fig.2. Plan of vertical elements of the basement floor (section 2).

Характеристики матеріалів конструкцій для перевірки на прогресуюче руйнування приймалися з їх нормативними значеннями. Жорсткісні показники несучих конструкцій будинку було прийнято відповідно проектного рішення:

- надземна частина будинку: монолітні стіни товщиною 250 мм (бетон С20/25); пілони перерізом 300×1200 мм та 300×1500 мм (бетон С30/35); плити перекриття та сходові площадки товщиною 200 мм (бетон С20/25); робоча арматура для надземних конструкцій А500С.
- підземна частина будинку: палі буронабивні діаметром 420 мм довжиною 12 м, об'єднанні ростверками товщиною 500 мм (бетон С20/25); монолітні стіни паркінгу товщиною 300 мм (бетон С20/25); пілони паркінгу перерізом

300×1200 мм та 300×1500 мм (бетон С30/35); плита перекриття над паркінгом товщиною 300 мм (бетон С20/25); робоча арматура для підземних конструкцій А500С.

В якості несучого шару пальових фундаментів було обрано пісок дрібний щільний малого ступеню водонасичення (ІГЕ-6). Очікувана несуча здатність одиначної палі по ґрунту, визначена аналітичним шляхом, становила 980 кН.

Для реалізації поставленої мети дослідження було розроблено скінчено-елементну модель секції будинку, яка за параметрами геометрії конструкцій та їх

жорсткісних характеристик відповідає реальній конструктивній схемі.

Спільна робота будинку з ґрунтовою основою моделювалася із застосуванням підсистеми «Ґрунт». Характеристики шарів ґрунту задавалися за матеріалами інженерно-геологічних вишукувань на майданчику будівництва.

Палі моделювалися ланцюжком скінчених елементів перемінної жорсткості (СЕ57), який мав шарнірне з'єднання з ростверком пальового фундаменту будинку.

Дослідження впливу локальної відмови елемента полягало у числовому моделюванні ймовірної ситуації руйнування несучої конструкції каркасу будинку.

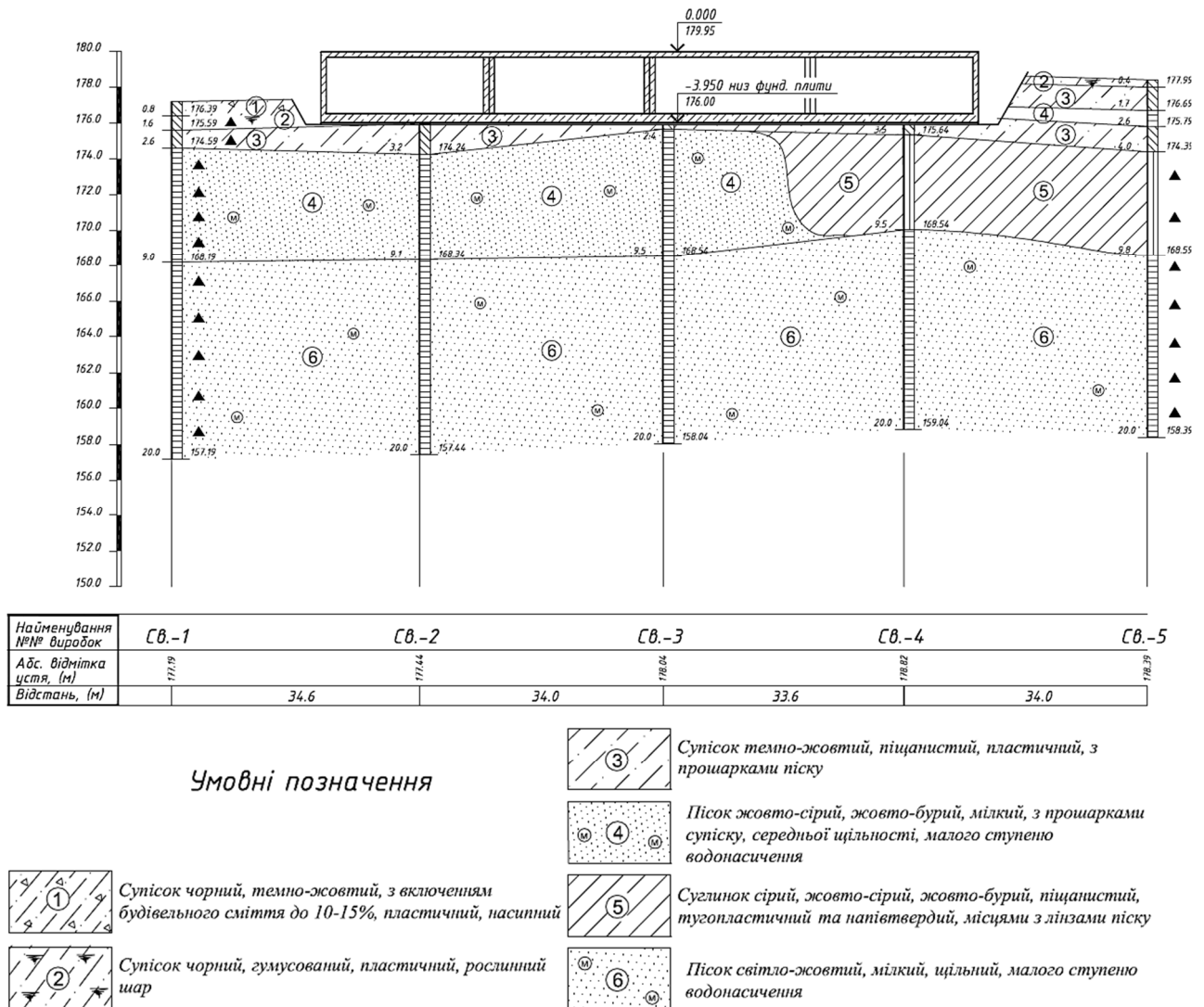


Рис.3. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва.
Fig.3. Engineering-geological section of the construction site.

В зв'язку з неможливістю передбачити всі можливі сценарії обвалення, важливим моментом моделювання аварійного руйнування є узгодження можливих сценаріїв, які повинні бути максимально наближеними до реальних умов роботи конструкцій та охоплювати питання розгляду найбільш невідгідних умов руйнування конструкцій.

Для дослідження було обрано вертикальну несучу конструкцію, яка розташована біля входу до споруди подвійного призначення, а саме розглядався сценарій виключення з роботи пілону в осях «13»–«В» (рис.2). При цьому стадійність виконання розрахунків для коректного накопичення напружено-деформованого стану несучих конструкцій включала наступні етапи:

- 1) режим нормальної експлуатації (повна конструктивна схема.
- 2) локальна відмова елемента (виключення з роботи пілону).

Аналіз перерозподілу внутрішніх зусиль в несучих конструкціях секції будинку було здійснено для обраних елементів, які було призначено залежно від розташування в каркасі будинку та відстані від виключеної з роботи конструкції (рис.4), а саме:

- «зона 0», що відповідає локалізації пілону, який було розглянуто сценарієм локальної відмови конструкції (пілони в осях «13»–«В»);
- «зона 1», що відповідає розташуванню найближчого ланцюжка пілонів в осях «13»–«Б»;
- «зона 2», що відповідає найбільш віддаленому, кутовому ланцюжку пілонів в осях «15»–«Б».

Для забезпечення коректного накопичення напружень і деформацій, на початковій стадії розрахунку (режим нормальної експлуатації, повна конструктивна схема) було визначено напружено-деформований стан несучих конструкцій (рис.5-6).

За результатами числового моделювання спостерігається утворення воронки осідання, при цьому зона з максимальними значеннями має локалізацію під ядром жорсткості секції будинку. Осідання ростверку під сходово-ліфтовою шахтою за даними розрахунків склало 24 мм (рис.5-а), а в

кутових зонах фундаментів секції очікуються значення в діапазоні 11...14 мм. Осідання ростверку під пілоном, що буде розглядатися в подальшому сценарієм локальної відмови елемента (зона 0), склало 22 мм. При цьому в обраних для аналізу зонах вертикальні переміщення ростверків склали 21 мм (зона 1) та 11 мм (зона 2).

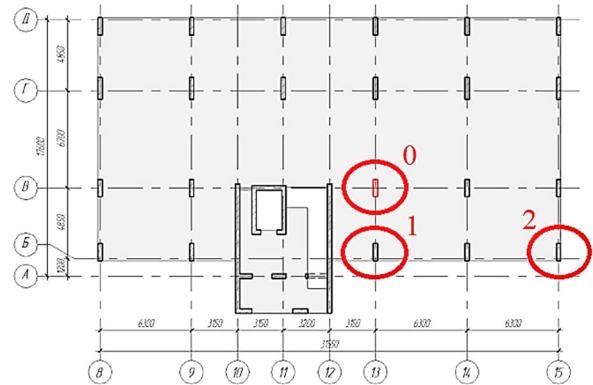


Рис.4. Локалізація пілону за сценарієм розрахунку локальної відмови елемента та обрані зони для аналізу напружено-деформованого стану.

Fig.4. Localization of the pylon according to the scenario for calculating the local failure of the element and selected zones for analyzing the stress-strain state.

Навантаження на оголовки палі (рис.5-б) за результатами числового моделювання очікується в діапазоні 400...900 кН. Куц палі під пілоном, який на наступній стадії розрахунку буде розглядатися сценарієм локальної відмови конструкції (зона 0), має навантаження на палі в діапазоні 600...800 кН. Куці палі в обраних для аналізу зонах 1 і 2 за результатами числового моделювання мають навантаження на палі в діапазоні 400...600 кН.

Максимальні значення згинальних моментів в ростверках пальових фундаментів секції будинку для умов нормальної експлуатації склали $M_x = 425 \text{ кН} \cdot \text{м}$ та $M_y = 125 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (рис.6). В обраних для аналізу зонах за даними числового моделювання згинальні моменти в ростверках пальових фундаментів будинку для умов нормальної експлуатації очікуються наступні значення:

- зона 0: $M_x = 395 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $M_y = 100 \text{ кН} \cdot \text{м}$;
- зона 1: $M_x = 160 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $M_y = 50 \text{ кН} \cdot \text{м}$;
- зона 2: $M_x = 240 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $M_y = 60 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

застосовується коефіцієнту динамічності. Таким чином, миттєве виключення з роботи конструкції (локальна відмова елементу) моделюється зусиллями, які були визначені для цього елементу за даними розрахунку для умов нормальної експлуатації. Відповідні зусилля прикладаються з протилежним знаком до розрахункової схеми згідно сценарію аварійного впливу.

Миттєве прикладання навантаження на опорну поверхню внаслідок обвалення конструкції (для падіння з висоти $H = 0$) відповідає впливу сили, що дорівнює подвоєному значенню ваги зруйнованого елементу. Отже, коефіцієнт динамічності (1) було прийнято $K_d = 2$ і застосовано завантаження за схемою «pulldown».

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

де K_d - коефіцієнт динамічності від удару; δ_s - статичний прогин в місці удару; H - висота падіння вантажу.

За даними числового моделювання сценарію прогресуючого обвалення в квазістатичній постановці зафіксовано перерозподіл напружень та деформацій в несучих конструкціях секції будинку внаслідок локальної відмови пілону в підвальному приміщенні.

Зона максимальних деформацій залишилася під схово-ліфтовою шахтою. При цьому очікувана величина осідання ростверку під ядром жорсткості каркасу збільшилася на 20% порівняно із умовами нормальної експлуатації і склала 29 мм (рис.7-а). Мінімальні значення вертикальних переміщень (12...15 мм) відповідають ростверкам куців паль, розташованим по кутах секції. Для такого характеру деформування основи визначена відносна різниця осідань фундаментних конструкцій склала $\Delta S / L = 0.0018$, що не перевищує граничного значення $(\Delta S / L)_u = 0,002$.

За результатами числового моделювання під пілоном, що виключається з роботи, ростверк пального фундаменту має значення осідання 1 мм, що не відповідає реальній взаємодії пального фундаменту з ґрунтовим середовищем. Спостерігається ефект пружної реакції ґрунтової основи, що

не характерно реальним умовам, розглядаючи роботу паль в дисперсному ґрунтовому середовищі.

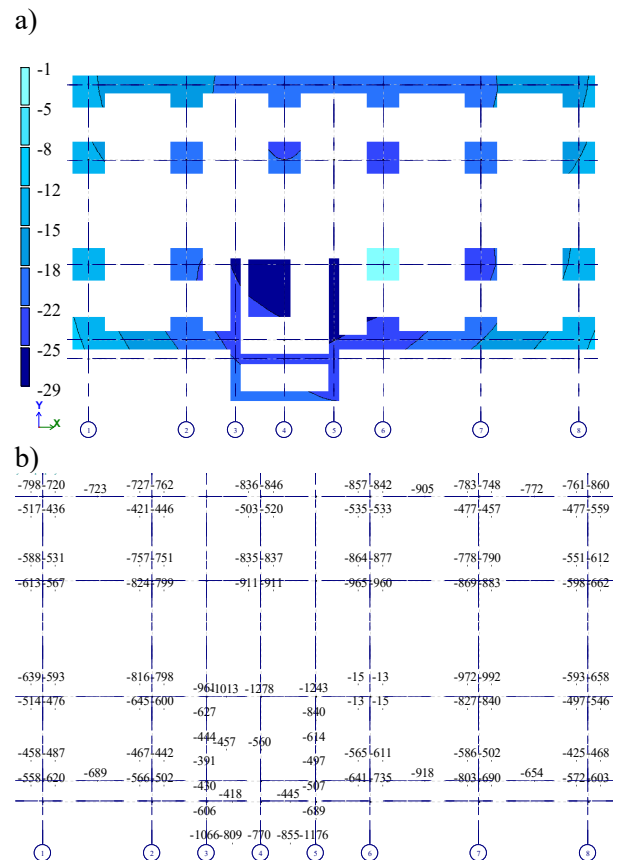


Рис.7. Напружено-деформований стан палових фундаментів секції будинку для сценарію локальної відмови елементу (квазістатична постановка розрахунку): а - вертикальні переміщення ростверків, мм; б - навантаження на палі, кН.

Fig.7. Stress-strain state of pile foundations of a building section for a scenario of local failure of an element (quasi-static calculation statement): a – vertical movements of pile caps, mm; b – load on piles, kN.

За досвідними даними при зменшенні або повному зникненні навантаження на палю величина пружних деформацій на практиці не перевищує 10% від загальної деформації ґрунту, що пояснюється наявністю незворотних пластичних деформацій. Отже, можна зробити висновок, що застосований в даному дослідженні підхід, не забезпечує коректних результатів стосовно вертикальних переміщень паль після їх розвантаження. Тому використання для числового моделювання взаємодії паль з ґрунтовим масивом

методик, де спільна робота паль з основою моделюється ланцюжком скінченних елементів перемінної жорсткості, потребує уточнення для випадку розвантаження основи та швидкоплинних процесів деформування.

Зафіксовано збільшення навантаження на ростверки оточуючих кущів паль у зв'язку із перерозподілом внутрішніх зусиль в несучих конструкціях після локальної відмови пілону. Згинальні моменти в ростверках пальових фундаментів внаслідок перерозподілу навантажень змінилися: збільшилися до 35% в зоні впливу (в радіусі одного кроку пілонів від видаленого елемента) і далі, зі збільшенням відстані від виключеного пілону, поступово вплив знижується до збільшення зусиль до 5% (кутові ділянки секції).

Навантаження на палі (рис.7-б) під пілоном, що розглядався сценарієм розрахунку локальної відмови конструкції, за результатами моделювання складало близько 15 кН. При цьому, очікуваний приріст навантаження на палі оточуючих кущів за даними числового моделювання сягає 25%: на приклад, куш паль в осях «13»–«Б» (зона 1) отримав приріст навантаження на палі від 450...610 кН (для умов нормальної експлуатації) до 560...740 кН (локальна відмова пілону), а кутовий куш паль в осях «15»–«Б» (зона 2) – від 400...590 кН до 425...605 кН відповідно.

Стискаючі зусилля в пілонах (рис.8), що найближче розташовані до видаленого (зона 1), внаслідок перерозподілу навантажень за даними числового моделювання отримали значення, що збільшилися від 25% (для верхнього поверху) до 50% (для підвального поверху), а саме, величина поздовжнього зусилля в ланцюжку пілонів в осях «13»–«Б» збільшилися від 200...2450 кН (умови нормальної експлуатації) до 250...3800 кН (відмова елемента). При цьому очікуваний радіус впливу, де спостерігається значне збільшення зусиль в пілонах, за даними числового моделювання обмежується двома прольотами вертикальних несучих елементів каркаса секції.

У пілонах, які розташовані над видаленим вертикальним елементом (зона 0), зафіксовано якісну зміну напруженого стану -

тут виникають поздовжні зусилля розтягу, при цьому значення розтягуючих зусиль знаходяться в діапазоні від 125 кН (для верхнього поверху) до 1910 кН (для нижнього). Такий характер перерозподілу напружень і деформацій відповідає роботі несучих конструкцій за принципом вантової схеми.

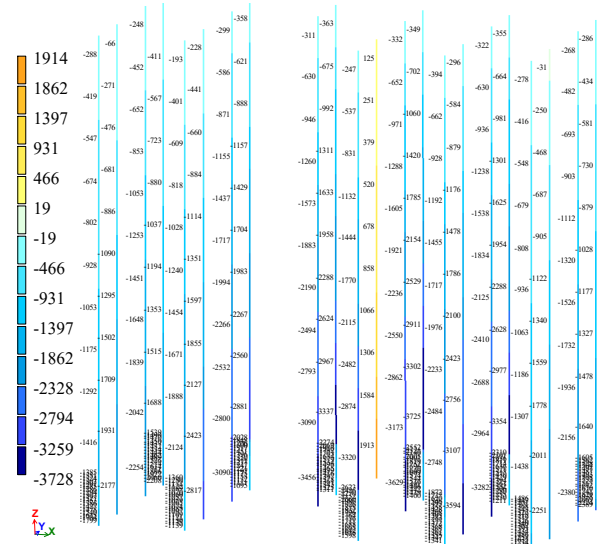


Рис.8. Поздовжні зусилля в пілонах за розрахунком локальної відмови елемента (квазі-статична постановка розрахунку), кН.

Fig.8. Longitudinal forces in pylons according to the calculation of local failure of the element (quasi-static calculation), kN.

ДИНАМІЧНИЙ МЕТОД ПРЯМОГО ІНТЕГРУВАННЯ В ЧАСІ

Наступний етап дослідження полягав у виконанні моделювання локальної відмови елемента динамічним методом прямого інтегрування рівнянь руху в часі з врахуванням демпфування в нелінійній постановці.

Стадійність розрахунків було продумано з урахуванням еволюції навантажень (генетична нелінійність). На завершальній стадії розрахунків відбувається автоматична генерація і додавання імпульсного навантаження у призначений проміжок часу.

Для врахування демпфування було визначено коефіцієнти Релея (2), (3). Згідно методики, реакція системи на вплив локальної відмови елемента залежить від швидкості навантаження та швидкості видалення конструкцій.

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}; \quad (2)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j}; \quad (3)$$

де α, β – коефіцієнти Релея; ω_i, ω_j – кутові частоти для i -тої та j -тої мод; ξ – коефіцієнт демпфування.

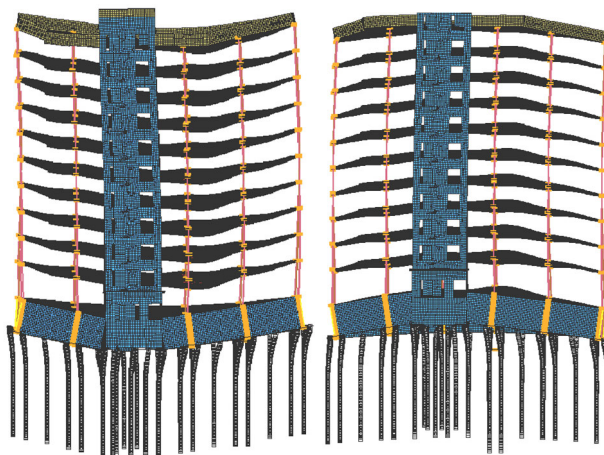
Для цього були обрані дві домінуючі форми власних коливань системи (рис.9) за критерієм максимальної подібності очікуваної реакції системи на видалення пілону згідно сценарію гіпотетичної аварійної ситуації, що розглядалася у дослідженні. Обчислення коефіцієнтів Релея (4), (5) для врахування демпфування на основі модального аналізу системи було реалізовано із застосуванням відповідних значень власних частот обраних форм власних коливань №7 та №10:

$$\alpha = \frac{2 \cdot 0.05 \cdot 20.31 \cdot 25.88}{20.31 + 25.88} = 1.138 \quad (4)$$

$$\beta = \frac{2 \cdot 0.05}{20.31 + 25.88} = 0.002 \quad (5)$$

Час локальної відмови t для пілону підвального поверху було призначено як 0,1 від

a)



періоду власних коливань для форми власних коливань №7, як такої, що найближче відповідає характеру деформування системи внаслідок локальної відмови елемента:

$$t = 0,1 \cdot T = 0,1 \cdot 0,3091 = 0,0309(\text{с}) \quad (6)$$

де T – період власних коливань системи для форми власних коливань, максимально подібної до реакції системи на видалення елемента.

За результатами числового моделювання в динамічній постановці перевірки на прогресуюче обвалення в результаті локальної відмови пілону підземного поверху відбувається перерозподіл напружень і переміщень в несучих конструкціях.

Воронка осідання, що утворюється при цьому, має зону максимальних значень вертикальних переміщень, розташовану під ядром жорсткості секції будинку. Осідання ростверку з зоні сходово-ліфтової шахти за даними розрахунків склало 26 мм (рис.10), тобто порівняно із умовами нормальної експлуатації вертикальні переміщення ростверку в цій зоні збільшилися на 10%.

b)

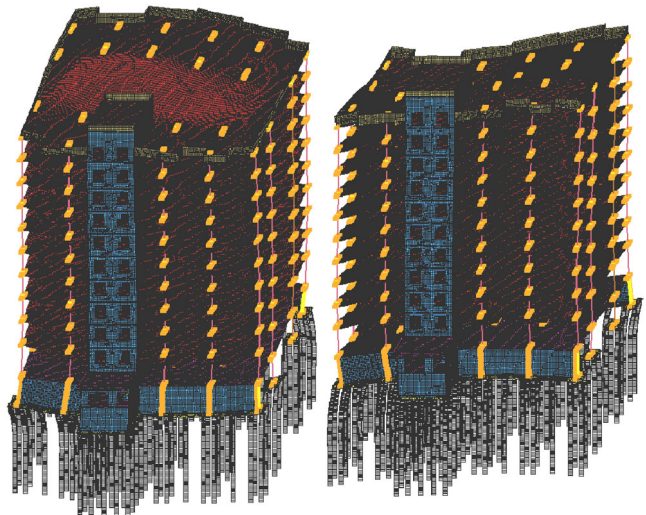


Рис.9. Вихідні дані для вибору часу відмови конструкції для розрахунку за сценарієм локальної відмови пілону підземного поверху (квазістатична постановка): a – форма власних коливань №7; b – форма власних коливань №10.

Fig.9. Initial data for selecting the failure time of the structure for calculation under the scenario of local collapse of an underground floor pylon (quasi-static calculation): a – form of natural oscillations No. 7; b – form of natural oscillations No. 10.

Ростверки кутових кущів паль отримали вертикальні переміщення в діапазоні 8...13 мм. Таким чином, для умов нормальної експлуатації, відносна різниця осідань фундаментних конструкцій секції будинку складає $\Delta S / L = 0.0015$, що не перевищує встановленого нормативними вимогами граничного значення $(\Delta S/L)_u = 0,002$.

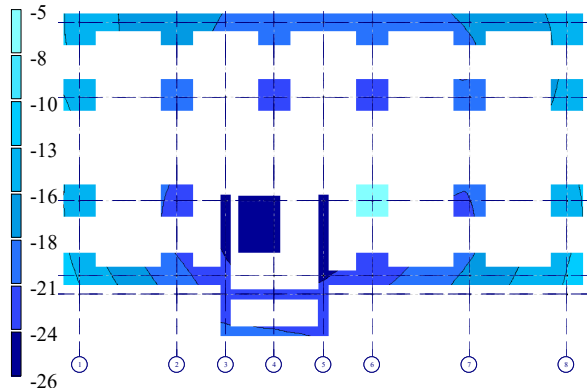


Рис.10. Вертикальні переміщення ростверків пильових фундаментів секції будинку за даними розрахунку для стадії локальної відмови пілону підземного поверху (динамічний метод прямого інтегрування в часі), мм.

Fig.10. Vertical movements of pile caps according to calculation data for the stage of local failure of an underground floor pylon (dynamic method of direct integration over time), mm.

Під пілоном, що розглядається згідно сценарію локальної відмови елемента (зона 0), ростверк пильового фундаменту отримав деформації осідання величиною 5 мм. Таке значення не є характерним для відображення закономірностей роботи пильового фундаменту у ґрунтовому середовищі. В даному випадку зникнення навантаження на куш паль викликало зменшення величини осідання пильового фундаменту, що відповідає пружній роботі ґрунту, що не спостерігається в натурних умовах. Тому, для дослідження швидкоплинних процесів деформування необхідно уточнювати модель взаємодії паль з ґрунтовою основою.

За характером розподілу згинальних моментів у ростверках пильових фундаментів результати розрахунків у квазістатичній постановці та з використанням динамічного методу прямого інтегрування в часі мають схожу картину та близькі значення зусиль.

За даними числового моделювання локальної відмови елемента з використанням динамічного методу прямого інтегрування в часі характер розподілу внутрішніх зусиль у вертикальних несучих конструкціях каркасу секції показав, що стискаючі зусилля в пілонах секції будинку зростають від 300 кН для пілонів верхнього поверху до 2300 кН та 3500 кН для пілонів підвального поверху у периферійній та центральній частині відповідно (рис.11).

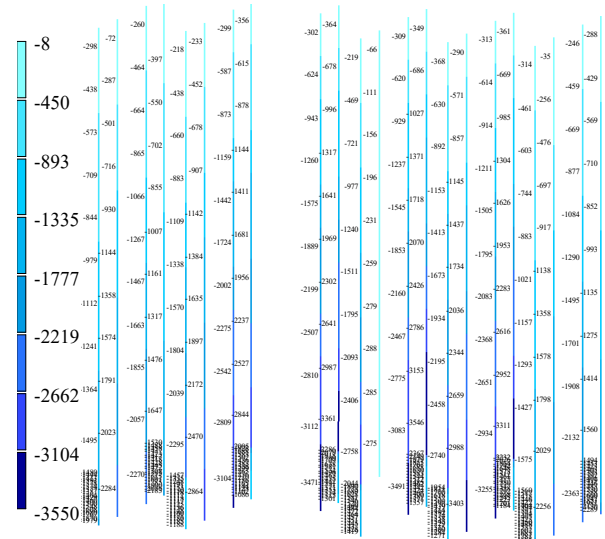


Рис.11. Поздовжні зусилля в пілонах за розрахунком локальної відмови елемента (динамічна постановка розрахунку), кН.

Fig.11. Longitudinal forces in pylons according to the calculation of local failure of the element (dynamic calculation), kN.

Внаслідок перерозподілу навантажень пілони, що розташовані навколо видаленого елемента (зона 1), отримали значення стискаючих зусиль, що збільшилися на 15% (зростим від 190 кН до 220 кН) для верхнього поверху секції, та збільшилися на 30% (з 2450 кН до 3170 кН) для підвального поверху.

В пілонах кутової частини секції (зона 2) внаслідок перерозподілу внутрішніх зусиль очікується збільшення значень до 10% порівняно із умовами нормальної експлуатації: в ланцюжку кутових пілонів в осях «15»—«Б» поздовжні зусилля зросли від 290 кН до 315 кН на верхньому поверсі та з 1680 кН до 1800 кН у підвальному приміщенні.

Ланцюжок пілонів, розташованих над видаленим вертикальним елементом (зона 0),

за даними числового моделювання отримав стискаючі поздовжні зусилля (рис.11), але при цьому значення зусиль суттєво зменшилися і знаходяться в діапазоні від 70 кН (для пілону верхнього поверху) до 300 кН (для пілону підвального ярусу), що відповідає зменшенню зусиль на 10...30% від значень для умов нормальної експлуатації.

Характер перерозподілу зусиль в оголовках паль за результатами числового моделювання в динамічній постановці близький до даних розрахунку у квазістатичній постановці (рис.12).

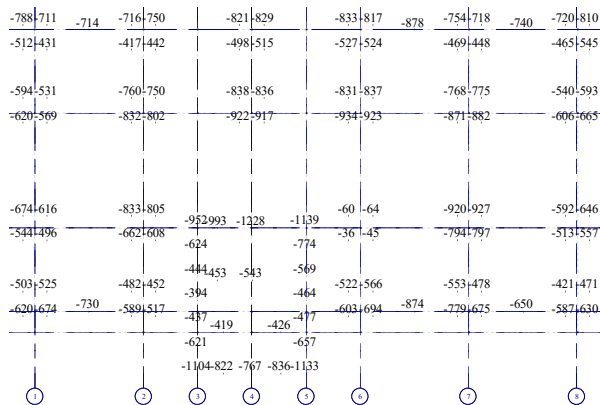


Рис.12. Навантаження на палі, кН для розрахунку за сценарієм локальної відмови пілону підземного поверху (динамічна постановка розрахунку).

Fig.12. Load on piles, kN, for calculation under the scenario of local failure of an underground floor pylon (dynamic calculation).

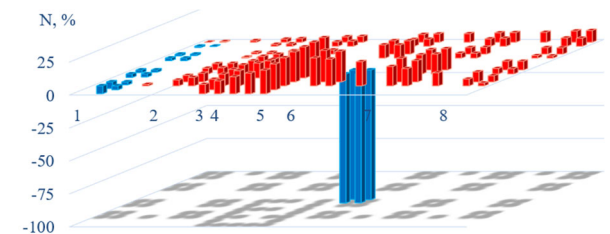
Куц паль, розташований під пілоном, який видалявся згідно сценарію локальної відмови елемента, за даними числового моделювання отримав значення навантаження на палі величиною 35...65 кН, що більше за відповідні значення за розрахунком у квазістатичній постановці. При цьому, приріст навантаження на палі оточуючих куців за даними числового моделювання - до 15% (рис.13) від значення поздовжніх зусиль в оголовках паль для умов нормальної експлуатації

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКІВ ЗА РІЗНИМИ МЕТОДИКАМИ

Числове моделювання локальної відмови пілону підвального поверху показало перерозподіл внутрішніх зусиль у вертикальних

несучих конструкціях секції будинку. Після видалення пілону з конструктивної схеми, навантаження розподіляється на сусідні пілони, ядро жорсткості також сприймає частину зусиль.

a)



b)

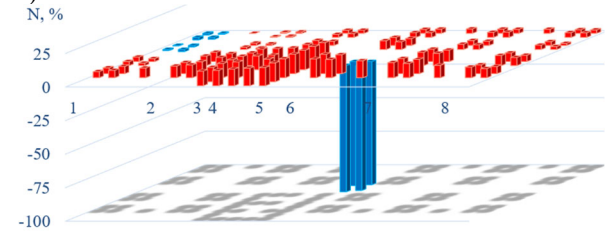


Рис.13. Перерозподіл навантаження на палі за даними числового моделювання відносно значень для умов нормальної експлуатації; a - після локальної відмови конструкції (пілону), квазістатична постановка; b – теж, динаміка в часі.

Fig.13. Redistribution of load on piles according to numerical simulation data relative to values for normal operating conditions; a – after local failure of the pylon, quasi-static calculation; b – the same, dynamics over time.

За результатами розрахунку у квазістатичній постановці зафіксовано якісну зміну зусиль, де замість стиску виник розтяг в ланцюжку пілонів, які розташовані вище видаленого (рис.14), а у динамічній постановці – очікується значне зменшення (на 70...90%) величини поздовжніх зусиль у пілонах. Тобто зафіксовано роботу каркасу секції за принципом вантової схеми.

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 куца під видаленим пілоном зменшилося до 15 кН, а у

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

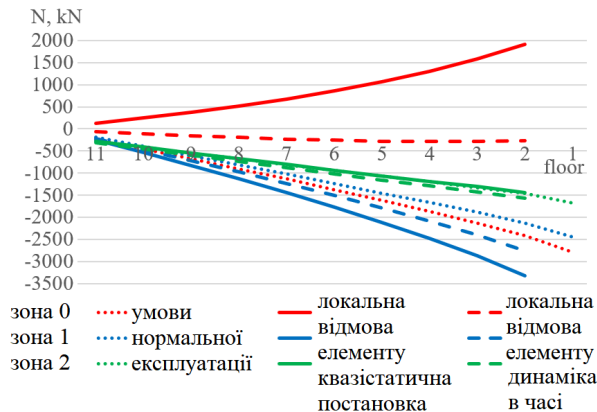


Рис.14. Поздовжні зусилля у ланцюжку пілонів по висоті секції будинку (зони 0,1,2): за даними розрахунку для умов нормальної експлуатації, після локальної відмови конструкції (квалістатична постановка та динаміка в часі), кН.

Fig.14. Longitudinal forces in a chain of pylons along the height of a building section (zones 0,1,2): according to calculation data for normal operating conditions, after local failure of the structure (quasi-static calculation and dynamics over time), kN.

Характер розподілу величин осідання пильових 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 навантаження на фундаментні конструкції внаслідок аварійного руйнування пілону підвального поверху за результатами числового моделювання в квалістатичній 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 пиль відповідного куща пильових фундаментів секції будинку.

Результати розрахунку з врахуванням локальної відмови пілону в підвальному рівні показали, що моделювання пиль з використанням ланцюжка скінченних елементів

перемінної жорсткості дає картину зміни напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій в зоні виключення з роботи вертикального несучого елемента, що не відповідає реальним умовам роботи навантаженого пильового фундаменту. За даними моделювання спостерігається ефект «висмикування» куща пиль внаслідок зменшення (зникнення) навантаження на нього для етапу розрахунку локальної відмови пілону підвальної частини, що не відповідає реальним спостереженням взаємодії пиль з ґрунтовим масивом при умові їх навантаження та подальшого розвантаження, коли нескельному ґрунту в навколопильовому 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 пиль з основою дають неточні дані стосовно вертикальних переміщень пильових фундаментів і це може дезінформувати під час прогнозування величини осідання фундаментів будинку.

Згинальні моменти в ростверку куща пиль під пілоном, що згідно розглянутого сценарію виключався з роботи, зменшилися до значень, близьких до нульових, як за результатами розрахунку у квалістатичній, так і у динамічній постановках (рис.15). При цьому суттєвого впливу на перерозподіл моментів в ростверках інших кущів пиль не зафіксовано.

Результати розрахунку з врахуванням локальної відмови пілону в підземній частині показали, що моделювання пиль з використанням ланцюжка скінченних елементів перемінної жорсткості дає картину зміни напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій в зоні виключення з роботи вертикального несучого елемента, що не відповідає реальним умовам роботи навантаженого пильового 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.

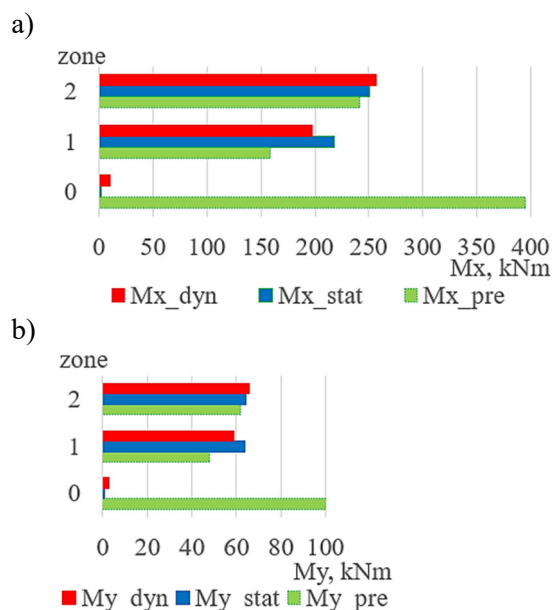


Рис.15. Згинальні моменти в ростверках пальового фундаменту будинку (зони 0, 1, 2) для умов нормальної експлуатації, розрахунку локальної відмови пілону в квазістатичній та динамічній постановках: a – M_x , кН · м; b – M_y , кН · м.

Fig.15. Longitudinal forces in a chain of pylons along the height of a building section (zones 0,1,2): according to calculation data for normal operating conditions, after local failure of the structure (quasi-static calculation and dynamics over time), kN .

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Виконано аналіз перерозподілу напружено-деформованого стану елементів системи «основа – фундаменти - несучі конструкції» внаслідок локальної відмови одного з вертикальних несучих елементів підземного поверху та можливого подальшого прогресуючого обвалення із застосуванням квазістатичної постановки з введенням

коефіцієнта динамічності та динамічного методу прямого інтегрування рівнянь руху в часі в нелінійній постановці та встановлено:

- Очікується збільшення навантаження на палі під пілонами навколо елемента, що обраний за сценарієм локальної відмови конструкції. При цьому, залежно від методики розрахунку приріст навантаження на сусідні палі очікується в межах 15...25%. Згинальні моменти в ростверках сусідніх кущів паль не мають суттєвих приростів за величиною зусиль.
- Показано, що застосування під час числового моделювання квазістатичного методу та динамічної постановки з прямим інтегруванням рівнянь руху в часі дає схожі за тенденцією картини деформування, але з різними значеннями зусиль у пілонах: у випадку динамічної постановки - з меншими значеннями (10...30% від значень для умов нормальної експлуатації) та якісно зовсім інша картина роботи пілонів - у них виникає розтяг за результатами розрахунку у квазістатичній постановці.
- Перевірка на локальну відмову вертикальної несучої конструкції (пілон підвального поверху) показала перерозподіл навантажень на несучі конструкції, що спричинило збільшення величини осідання фундаментів в зоні воронки осідання. При цьому зусилля у поблизу розташованих вертикальних несучих елементах зросли на 30...60 % залежно від методики розрахунку. В той же час, для крайніх (периферійно розташованих) пілонів характерна тенденція розвантаження на 3...5 % із відповідним зменшенням стискаючих зусиль (квазістатична постановка розрахунку).

В даному дослідженні не було враховано наявність сусідніх секцій, що безумовно вплине на перерозподіл внутрішніх зусиль та деформацій несучих конструкції досліджуваної секції будинку в умовах перевірки на можливу локальну відмову елемента конструктивної схеми.

Споруда була розрахована за сценарієм прогресуючого руйнування і за

результатами числового моделювання були застосовані заходи для збільшення її живучості. При цьому за критерій живучості була прийнята умова, що живучість конструкції забезпечена, якщо первинна відмова елемента не спричиняє руйнування інших конструкцій, на які перерозподіляється навантаження.

За даними аналізу результатів дослідження для підвищення живучості та забезпечення захисту конструкцій будівлі від прогресуючого обвалення було вирішено збільшити площу армування до 30% для пілонів вхідної групи споруди подвійного призначення та в радіусі впливу видаленого елемента для забезпечення можливості сприйняття цими елементами зусиль, що виникають при перерозподілі навантажень внаслідок відмови сусіднього елемента будівлі. В такому випадку для даного будинку прогресуючого руйнування не прогнозується.

ЛІТЕРАТУРА

1. Марьенков Н.Г. Нелинейный расчет зданий на сейсмические воздействия с применением ПК «ЛИРА» / Н.Г.Марьенков, К.Н.Бабик, В.П.Максименко // *Будівельні конструкції*. – 2006. – Вип.64. – С. 188-195.
2. Фиалко С.Ю. Некоторые особенности анализа частот и форм собственных колебаний при расчете сооружений на сейсмические воздействия / С.Ю. Фиалко // *Вісник Одеської державної академії будівництва і архітектури*. – 2002. - №8. – С.193-201.
3. Бойко І.П. Напружено-деформований стан пальового фундаменту висотної каркасної будівлі з урахуванням спільної роботи з ґрунтовим масивом / І.П.Бойко, В.В.Жук, М.В.Корнієнко, О.С.Сахаров // *Будівельні конструкції*. – К.:НДІБК, 2004. – Вип. 61. – т.1. – С. 19 – 22.
4. Жук В. Оцінка впливу просторової жорсткості ростверку на напружено-деформований стан пальових фундаментів будинку / В.Жук, О.Альошкіна, О.П'ятков // *Основи та фундаменти*. - 2023. – No 46, 73–87. DOI <https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.73-87>
5. Носенко В.С. Числове моделювання експерименту випробування групи паль з використанням різних моделей ґрунтової основи /

В.С.Носенко, О.О.Кашоїда // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – К.: КНУБА – 2022. – Вип. 109. – С. 441-454. DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.441-454>

REFERENCES

1. Marienkov N.G., Maksymenko V.P., Babyk K.N. (2006). Nelineinii raschet zdaniia na seismicheskie vozdeistviya s primeneniem PK «LIRA» [Non-linear calculation of buildings for seismic effects with the use of PC "LIRA"]. *Budivelni konstruktsii*. Vyp.64. S.188-195. (in Russian).
2. Fialko S.Iu. (2002). Nekotore osobennosti analiza chastot i form sobstvennikh kolebanii pri raschete sooruzhenii na seismicheskie vozdeistviya [Some features of the analysis of frequencies and forms of self-oscillations in the calculation of structures for seismic effects]. *Visnyk Odeskoi derzhavnoi akademii budivnytstva i arkhitektury*. №8. S.193-201. (in Russian).
3. Boiko I.P., Zhuk V.V., Korniienko M.V., Sakharov O.S. (2004). Napruzhenno – deformovanyi stan palovoho fundamentu vysotnoi karkasnoi budivli z urakhuvanniam spilnoi roboty z gruntovym masyvom [The stressed-strain state of the pile foundation of a high-rise frame building, taking into account joint work with the soil massif]. *Budivelni konstruktsii*. K.:NDIBK. Vyp. 61. T.1. S. 19 – 22. (in Ukrainian).
4. Zhuk V., Aloshekina O., Piatkov O. (2023). Otsinka vplyvu prostоровoi zhorstkosti rostverku na napruzhenno-deformovanyi stan palovykh fundamentiv budynku [Evaluation of the influence of the pile caps` spatial rigidity on the stress-strain state of pile foundations of the building]. *Osnovy ta Fundamenty*. No 46, 73–87. DOI <https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.73-87> (in Ukrainian).
5. Nosenko V.S., Kashoida O.O. (2022). Chyslove modeliuвання eksperymentu vyprovuvannya hrupy pal z vykorystanniam riznykh modelei gruntovoi osnovy [Numerical simulation of the experiment on testing a group of piles using different models of soil base]. *Opir materialiv i teoriia sporud*. K.: KNUBA. Vyp. 109. S. 441-454. DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.441-454> (in Ukrainian).

Stress-strain state of building structures taking into account possible local failure of the element

*Oleksandr HAVRYLIUK,
Dmytro NECHYPORENKO,
Veronika ZHUK*

Summary. The issue of choosing a structural design and material for supporting structures is an important technical and economic task at the stage of developing a design solution. It depends on a number of factors: consequence class of the structure, reliability of the design solution, savings in basic building materials.

The publication provides a classification of design schemes and types of load-bearing structures used in the corresponding solutions. The disadvantages and advantages of using prefabricated and monolithic structures for the installation and subsequent operation of the structural scheme of buildings and structures are considered.

Modern design requirements include ensuring the ability of a damaged structure to adapt to new conditions while continuing to function while ensuring the integrity of human life, property and equipment. New conditions mean the consequences of the occurrence of a certain emergency situation, accompanied by weakening or overloading of the load-bearing structures of a structure or soil foundation: a change in the structural design, a combination of new existing loads and a redistribution of internal forces.

The publication reflects the results of assessing the redistribution of the stress-strain state of the elements of the “base - foundations - load-bearing structures” system as a result of the implementation of a hypothetical emergency situation with the exclusion of the load-bearing structure from operation.

The case of the collapse of one of the vertical load-bearing elements (local failure of the pylon) of an underground floor, which can be used as a dual-use structure, is considered.

Calculations for the stability of the structure against progressive collapse were carried out by numerical modeling in the LIRA SAPR-2019 software using a quasi-static calculation and the method of direct integration of dynamics over time.

It has been demonstrated that the method of numerical modeling the joint work of a building with a soil base affects the results of a calculation of the progressive collapse of the building frame.

The influence of local collapse of a vertical load-bearing element on the redistribution of stresses and strains in the foundation structures of a building section is assessed.

The load on the piles under the pylons around the element removed under the local failure scenario is expected to increase by 15...25%.

Key words. Load-bearing elements, pile foundation, numerical simulation, progressive collapse.