

**УДК 624.131.54**

**ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СПОРУД ОГОРОДЖЕННЯ  
КОТЛОВАНІВ**

**ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ ОГРАЖДЕНИЯ  
КОТЛОВАНОВ**

**NUMERICAL MODELING OF STRUCTURES FENCING EXCAVATIONS**

**Дворник А.М., м.н.с., Безсалова С.П., провідний інженер, (Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій, м. Київ)**

**Дворник А.Н., м.н.с., Безсалова С.П., ведущий инженер, (Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций, г. Киев)**

**Dvornyk A.M., researcher, Bezsalova S.P., lead engineer, (State scientific-research Institute of building constructions, Kiev)**

**Розглянуто особливості використання 3D-моделювання у розрахунках котлованів, що споруджуються у складних геотехнічних умовах, а також приведено алгоритм їх виконання. Проведено порівняльний аналіз розрахунків, що виконані з використанням 2D та 3D моделей реальних об'єктів. Встановлено переваги 3D моделювання та показано ризики, що виникають при ігноруванні просторових ефектів складних споруд.**

**Рассмотрены особенности использования 3D-моделирования в расчетах котлованов, сооружаемых в сложных геотехнических условиях, а также приведен алгоритм их выполнения. Проведен сравнительный анализ расчетов, выполненных с использованием 2D и 3D моделей реальных объектов. Установлено преимущества 3D моделирование и показано риски, возникающие при игнорировании пространственных эффектов сложных сооружений.**

**In this article, the peculiarities of using 3D-modeling in design of foundation pit excavations in complex geotechnical conditions are presented and shown the calculation algorithm. A comparative analysis of calculations performed using 2D and 3D models carried out. There are examples that clearly demonstrate the technical and economic effect of using 3D modeling and shown the risks that arising from ignoring the spatial effects of complex structures.**

The numerical model of the structure-soil system should be selected taking into account the most significant factors determining the stress state and deformations of the system elements. In certain cases, especially in cases of dense urban development, one of the most significant factors can be the spatial variability of the structures and the soil base. There is a widely held view that 2D-models are always more "conservative", i.e. the degree of stability is determined with a margin, and that because of technical difficulties, 3D-calculations are irrational. 3D-modeling of asymmetric in the plan and for depth excavations in complex geological conditions and in conditions of dense urban development requires more complex approaches that take into account spatial effects and allow significantly improving the reliability and efficiency of calculations. The article considers situations on the example of real objects, when complex three-dimensional calculations are rational to use. The main criterion for substantiating the need to take into account spatial effects is the comparison of the results of calculations using 2D and 3D models using finite element methods.

**Ключові слова:**

Котлован, паля, підпірна стіна, система «основа-споруда», метод перемінних коефіцієнтів жорсткості основи.

Котлован, свая, подпорная стена, система «основание-сооружение», метод переменных коэффициентов жесткости основания.

Pit excavation, pile, retaining wall, structure-soil system, variable soil rigidity coefficient method.

**Вступ.** Створення чисельної моделі системи «основа–споруда» вимагає урахування усіх важливих факторів, що визначають її напружено-деформований стан. Такими факторами є складні інженерно-геологічні умови ділянки, особливості конфігурації та робіт зі спорудження (асиметричність у плані та по глибині, котловани малих розмірів, розробка котлованів захватками), щільна забудова прилеглих території тощо.

**Стан питання та задачі дослідження.** Проектування підпірних стін огорожень котлованів, а також розрахунки вже існуючих споруд, є важливою складовою у комплексі робіт з науково-технічного супроводу будівництва у складних геотехнічних умовах. Часто проектувальники ігнорують з різних причин переваги 3D моделювання та обмежуються звичними розрахунками за плоскими схемами.

З метою наближення 2D моделювання до реальної роботи просторової споруди вводять в розрахункову модель додаткові граничні умови: навантаження та впливи або коефіцієнти до них. В деяких випадках достовірно визначення цих додаткових даних можна порівняти за складністю та трудомісткістю із розробкою повноцінної 3D моделі. Практика проектування підпірних стін використовує загальновідомі прийоми, що

частково дозволяють врахувати просторові ефекти у розрахунках за плоскими схемами. Ці прийоми стосуються переважно параметрів навантажень за наявності викривлень у формі споруди (рис. 1).

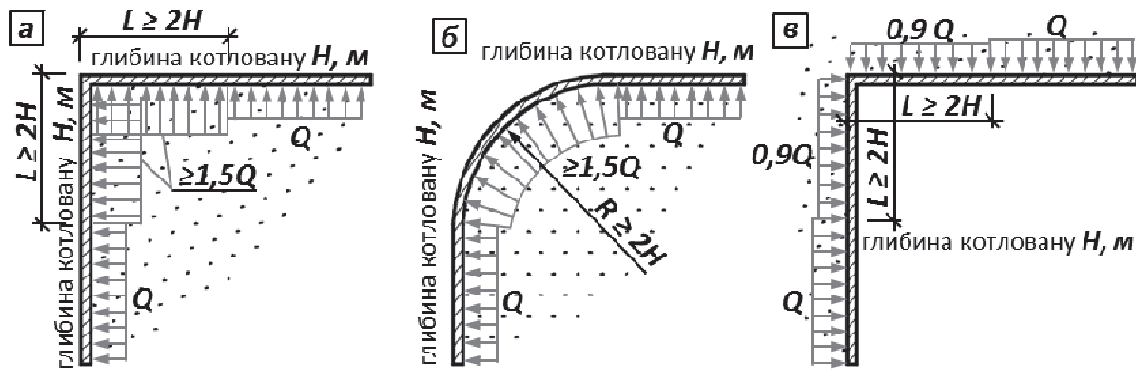


Рис.1. Принципові схеми урахування форми споруди для визначення навантажень від тиску ґрунту на підпірну споруду

Альтернативним виходом з ситуації є 3D моделювання, що є технічно досить складним процесом, проте враховує усі важливі просторові ефекти і таким чином дозволяє приймати економічно вигідні та технічно ефективні проектні рішення.

Урахування просторових ефектів конструктивної схеми споруди дає можливість вирішити дві основні задачі:

- максимальне використання потенціалу несучої здатності споруди, зниження запасів до прийнятних значень;
- виключення помилок проектування, що спричинені невідповідністю напружено-деформованого стану конструкцій, визначеного на підставі розрахунків 2D моделей, їх реальному стану.

**Методика досліджень.** Алгоритм проектування споруд огорожень котлованів з використанням 3D моделювання:

Етап 1. Аналіз вихідних даних, визначення характерних розрахункових перерізів (залежно від ступеня мінливості у будові ґрунтів та їх параметрів).

Етап 2. Розрахунки з визначення основних параметрів огороження котловану у першому наближенні (довжина, діаметр та крок паль тощо). Для складних випадків визначають розрахункову залежність «тиск–переміщення» при різних деформаціях стіни у конкретних ґрунтових умовах.

Етап 3. Аналіз конструктивної схеми підземної частини будівлі. Визначення конфігурації та геометричних параметрів огороження.

Етап 4. Розробка просторової моделі системи «основа–споруда», проведення спільного розрахунку системи та визначення основних технічних параметрів напружено-деформованого стану її елементів; оцінка впливу просторових ефектів на напружено-деформований стан конструкцій шляхом порівняння результатів 3D та 2D розрахунків характерних перерізів (етап 1); попередній аналіз отриманих результатів та прийняття рішення про необхідність коригування прийнятих в першому наближенні параметрів конструкцій (етап 2); Аналіз деформованої схеми споруди та за необхідності

коригування навантажень від тиску ґрунту відповідно до визначених раніше залежностей «тиск–переміщення» (етап 2). Можливі ситуації, коли внаслідок перерозподілу напружень на окремих ділянках потрібно збільшити глибину занурення, діаметр чи крок паль, на інших ділянках, навпаки, прийняті попередні параметри конструкцій ведуть до значних запасів і, відповідно, можуть бути відкориговані.

На ділянках, де просторові ефекти не мають значного впливу, результати розрахунків практично збігаються з результатами 2D моделювання (з етапу 2). Шляхом послідовних ітерацій за декілька кроків отримуємо оптимальну врівноважену просторову конструктивну систему, усі елементи якої використовуються з максимальною ефективністю.

Спільна робота основи та споруди враховується використанням чисельної контактної моделі з використанням методу скінченних елементів і моделі суцільного середовища. Основною є контактна модель, що враховує взаємодію конструкцій споруди з основою на контактній поверхні «споруда–ґрунт», проте напружено-деформований стан масиву ґрунту не розглядається. Модель суцільного середовища є допоміжною, розглядається споруда та навколишній масив ґрунту у межах області розрахунку та виконується аналіз їх спільного напружено-деформованого стану. Використовується для визначення розрахункової залежності «тиск–переміщення» при різних деформаціях стіни в конкретних ґрунтових умовах. У чисельній моделі суцільного середовища використовується пружно-пластична модель ґрунту, що зміцнюється. У контактних чисельних моделях використовується метод перемінного коефіцієнта жорсткості ґрунтової основи. Розподіл напружень в ґрунті описується з використанням моделі Фусса–Вінклера. Залежність «напруження–деформація» описується з використанням ідеально пружно-пластичної моделі з граничною поверхнею, що визначається критерієм Мора–Кулона. Розрахунок виконується ітераційним способом, кожен крок супроводжується перевіркою стійкості основи за умови обмеження розрахункового тиску  $\sigma_z$ , що чиниться на ґрунт бічними поверхнями паль.

**Результати досліджень.** Проведено порівняльний аналіз 2D та 3D моделювання у геотехнічних розрахунках. Для виявлення невідповідностей при розрахунках плоских та просторових моделей розглянемо три приклади, що відображають урахування просторових ефектів за певних умов: приклад 1 – складна конфігурація споруди у плані та по глибині, приклад 2 – використання в одній споруді конструкцій з різними жорсткісними геометричними параметрами, приклад 3 – складні інженерно-геологічні умови з високим ступенем змінюваності характеристик ґрунтів в основі споруди. У якості критеріїв для співставлення результатів розрахунків обрано наступні: горизонтальні переміщення конструкцій та загальна деформована схема, зусилля у конструкціях та напруження у масиві ґрунту основи.

**Приклад 1.** Схема котловану складної конфігурації глибиною від 5,0 до 8,0 м (Н) представлена на рис. 2. Інженерно-геологічні умови в межах даної ділянки є однорідними. 2D розрахунки (в лінійній постановці, за плоскими схемами) виконано для характерних перерізів стіни огороження котловану: з висотою підпору ґрунту Н=8 м (на ділянках А–Д, усього 100 палів) та Н=5 м (ділянка Е, усього 33 палі). Отримані у результаті 2D розрахунків епюри згинальних моментів та горизонтальних переміщень приведені на рис.2. Розрахунковий момент у палях Ø800 мм (ділянки А–Д) становить  $M=1058$  кНм, переміщення верху палів –  $U_{\text{верх}}=133$  мм, переміщення в рівні дна котловану –  $U_{\text{дно}}=38$  мм. Розрахунковий момент у палях Ø600 мм (ділянка Е) –  $M=286$  кНм, переміщення верху палів –  $U_{\text{верх}}=55$  мм, переміщення в рівні дна котловану –  $U_{\text{дно}}=18$  мм. Описана вище картина напружено-деформованого стану очевидно характерна для серединного перерізу лінійної ділянки стіни огороження котловану достатньої протяжності. Наприклад, 2D розрахунки стіни будуть справедливими: для палів Ø800 мм – на середній частині ділянки Г, для палів Ø600 мм – для середньої частини ділянки Е. На інших ділянках огороження отримана по 2D розрахунками картина напружено-деформованого стану є абсолютно нереальною, оскільки конфігурація ростверку, що об'єднує голови палів, змінює схему роботи палів та не дозволяє розвитку таких деформацій.

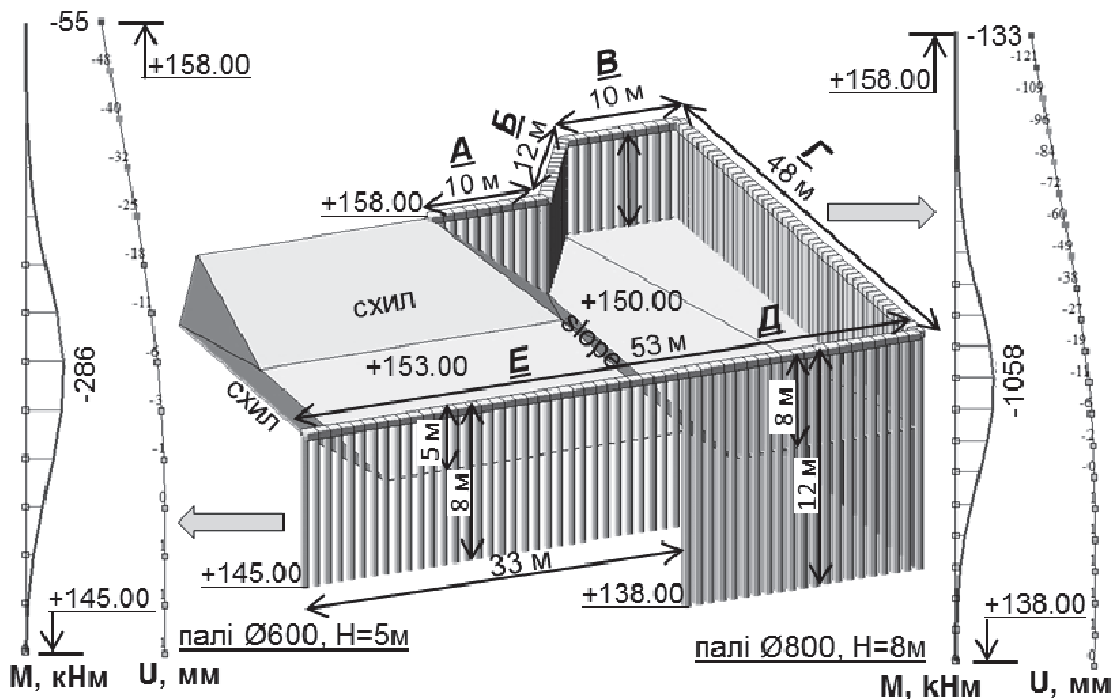


Рис.2. Схема огороження котловану. Результати розрахунків 2D моделі: епюри горизонтальних переміщень (U) та згинальних моментів (M) у палях (приклад 1)

На рис.3 представлено результати розрахунку 3D моделі стіни огороження котловану з об'єднанням голів палів монолітним залізобетонним ростверком  $1000 \times 600(h)$  мм. Максимальні абсолютні значення деформацій та згинальних моментів змінюються порівняно незначно. Максимальні



переміщення: для паль  $\varnothing 800$  мм – зменшилися на 15 % від 133 мм до 103 мм, для паль  $\varnothing 600$  мм – збільшилися на 23 % від 55 мм до 68 мм (на межі ділянок Д та Е); максимальні згинальні моменти: для паль  $\varnothing 800$  мм – зменшилися на 11 % від 1058 кНм до 939 кНм, для паль  $\varnothing 600$  мм – збільшилися на 20 % від 286 кНм до 344 кНм (на межі ділянок Д та Е). Якщо обмежитись порівнянням максимальних значень, то складається помилкове враження про те, що врахування спільної роботи просторової моделі не призводить до суттєвих змін результатів. Однак характер розподілу значень зусиль та деформацій на окремих ділянках стіни кардинально відрізняється від епюр, що отримані із 2D розрахунків. Розглянемо більш детально, які саме зміни відбуваються на окремих ділянках. На ділянках А, Б та В переміщення становлять від 5 до 35 мм (-75%), моменти не перевищують 410 кНм (-60%). На ділянці Г переміщення становлять від 9 до 113 мм (-15...-90%), моменти знаходяться в діапазоні значень 255...939 кНм (-11...-75%). На ділянці Д переміщення становлять від 9 до 68 мм (-50...-90%), моменти знаходяться в діапазоні значень 278...627 кНм (-41...-74%). На ділянці Е переміщення складають від 25 до 68 мм (-55...+24%), моменти знаходяться в діапазоні значень 180...344 кНм (-37...+20%). На окремих ділянках крім зміни значень моментів також змінюються обриси епюри по довжині палі. Просторовий ефект на ділянках Г та Е зникає починаючи з відстані  $>2H$  від краю ділянки та в центральній частині практично повністю відсутній. На інших ділянках, довжина яких значно менше  $4H$ , просторові ефекти проявляються особливо чітко.

В даному конкретному випадку 3D розрахунок в порівнянні з 2D розрахунком при проектуванні стіни огороження має наступні переваги:

- на ділянках А, Б та В (усього 32 палі) довжину паль допускається зменшити на 2,0 м, розрахункова площа армування може бути зменшена на 40% (або збільшений крок паль з 1,0 до 1,3 м);
- на ділянці Г (усього 49 паль) розрахункова площа армування 20 паль (по 10 паль з обох країв межі ділянки) може бути зменшена на 45%;
- на ділянці Д (усього 20 паль) розрахункова площа армування паль може бути зменшена на 40%, крок 10 паль, що розташовані ближче до ділянки Е, може бути збільшений від 1,0 до 1,3 м;
- на ділянці Е (усього 33 палі) розрахункова площа армування паль повинна бути збільшена на 35% для 14 паль з краю, що межує з ділянкою Е; у ростверку, що об'єднує голови паль, виникають значні зусилля, що необхідно враховувати при проектуванні.

Таким чином 3D моделювання системи «основа–споруда» дає відчутний економічний ефект та дозволяє виключити помилки у проектуванні, що пов'язані з недостатньою несучою здатністю конструкцій на окремих локальних ділянках.

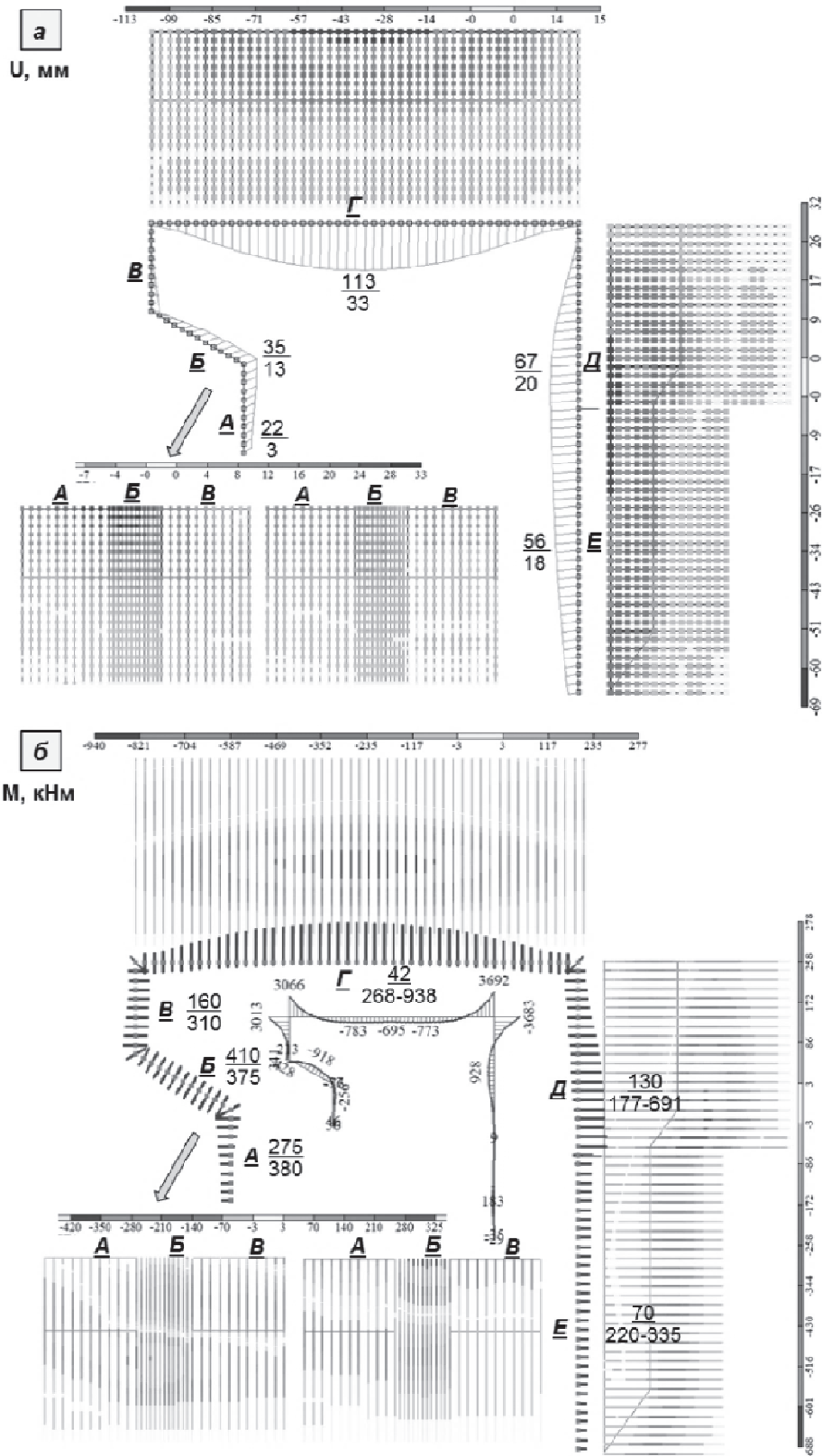


Рис.3. Результати розрахунків 3D моделі: епюри горизонтальних переміщень (U) та згинальних моментів (M) у палях підпiрної стiни огороження котловану (приклад 1)

**Приклад 2.** Розглянемо споруду огороження котловану, частина паль якої функціонують як фундаменти споруджуваного об'єкта (рис. 4).

У зв'язку з цим використовуються палі різної довжини. Під кожену колону будівлі передбачено по дві палі  $\varnothing 800$  мм,  $L=22$  м, інші палі прийняті  $\varnothing 600$  мм,  $L=12$  м, крок паль – 1,0 м. Проведено комплекс розрахунків зі створенням повномірної 3D моделі системи «основа-споруда» та 2D розрахунки для двох перерізів огороження котловану. Епюри згинальних моментів ( $M$ ) та горизонтальних переміщень ( $U$ ), що отримані в результаті розрахунків 2D та 3D моделей наведені на рис. 5.

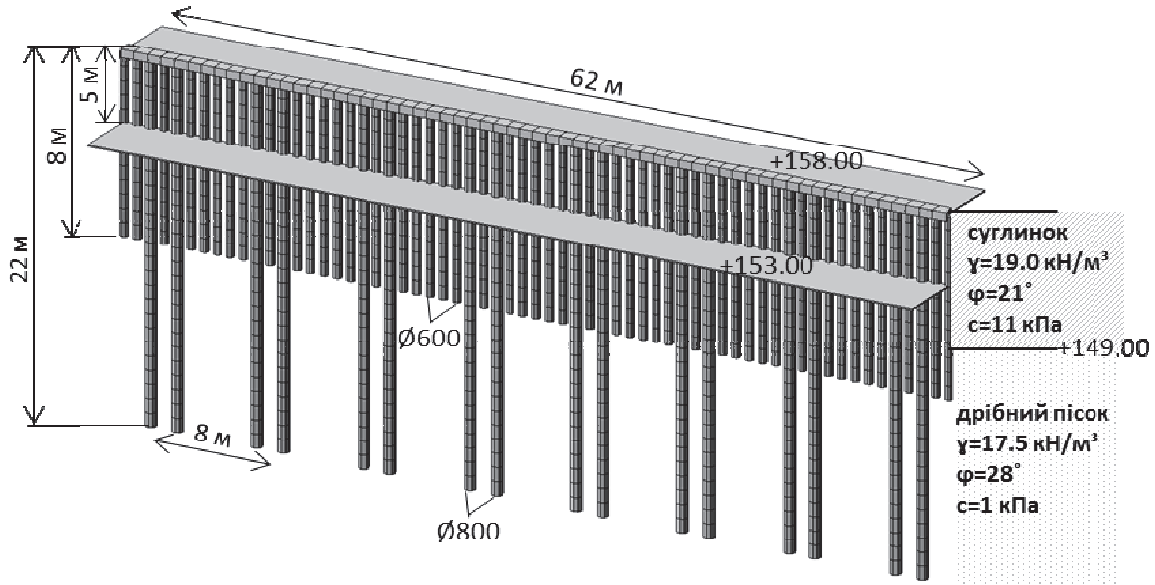


Рис.4. Схема споруди огороження котловану підпірною стіною, частина паль якої слугує фундаментом будівлі. Прив'язка до геологічної будови (приклад 2)

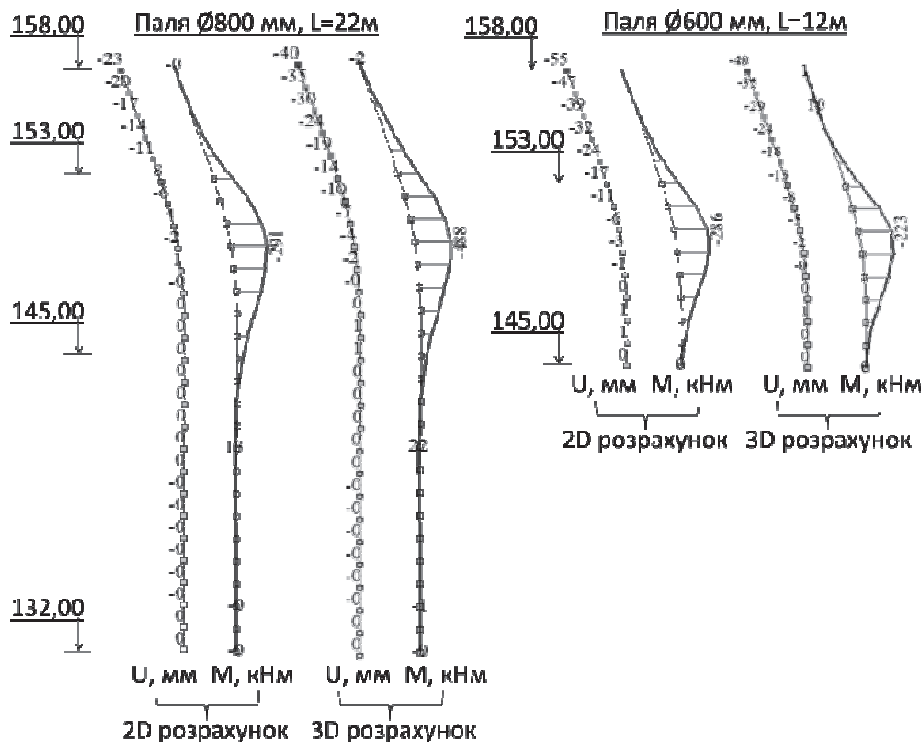


Рис.5. Результати розрахунків 2D та 3D моделей: епюри горизонтальних переміщень ( $U$ ) та згинальних моментів ( $M$ ) у палях  $\varnothing 800$  та  $\varnothing 600$  мм (приклад 2)



Розрахунковий момент в палях Ø800 мм становить  $M=291$  кНм, переміщення верху палі  $U=23$  мм; в палях Ø600 мм –  $M=286$  кНм,  $U=55$  мм. При врахуванні просторової жорсткості споруди відбувається суттєвий перерозподіл навантажень і напружено-деформований стан конструкцій змінюється наступним чином: в палях Ø800 мм розрахунковий момент збільшується на 68% до  $M=488$  кНм, переміщення збільшуються на 73% до  $U=40$  мм; в палях Ø600 мм розрахунковий момент зменшується на 23% до  $M=223$  кНм, переміщення зменшуються на 27% до  $U=40$  мм.

Просторовий ефект однаково проявляється на всій довжині ділянки стіни огороження котловану, при цьому відстань між ділянками палей з різною довжиною, що чергуються між собою становить не більше  $H$  (глибина котловану). У даному випадку основна перевага 3D розрахунків у підвищенні надійності у проектуванні, 3D розрахунок дозволяє врахувати додаткові значні зусилля, що виникають у палях в умовах просторової роботи споруди.

**Приклад 3.** Розглянемо конструкцію огороження котловану об'єкту, що проектується у складних інженерно-геологічних умовах (рис. 6, 7). Ділянка будівництва характеризується: неоднорідністю залягання ґрунтів з різними характеристиками міцності та деформативності, зсувами ґрунтів та ерозією схилів поверхневими водами. Для утримання ґрунтів висотою 10 м було запроєктовано дворядну підпірну стіну із бурових палей. 2D розрахунки виконані для перерізу по середині котловану (з найбільш несприятливими ґрунтовими умовами). Результати розрахунків свідчать про те, що прийняті параметри палей не забезпечують необхідної несучої здатності (згинальний момент в палі досягає  $M=1238$  кНм, переміщення –  $U=255$  мм). У зв'язку з цим було прийнято рішення про використання потенціалу несучої здатності ґрунтів за межами котловану (з кращими характеристиками), та реалізовано за рахунок подовження підпірної стіни за межі ділянки котловану (рис. 7).

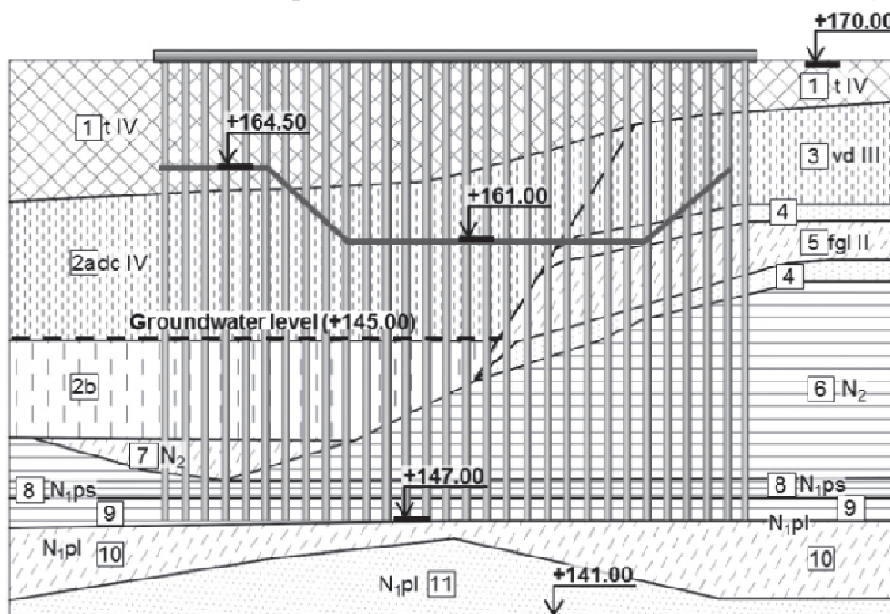


Рис.6. Схема огороження котловану підпірною стіною із палей.  
Посадка на інженерно-геологічний розріз (приклад 2)

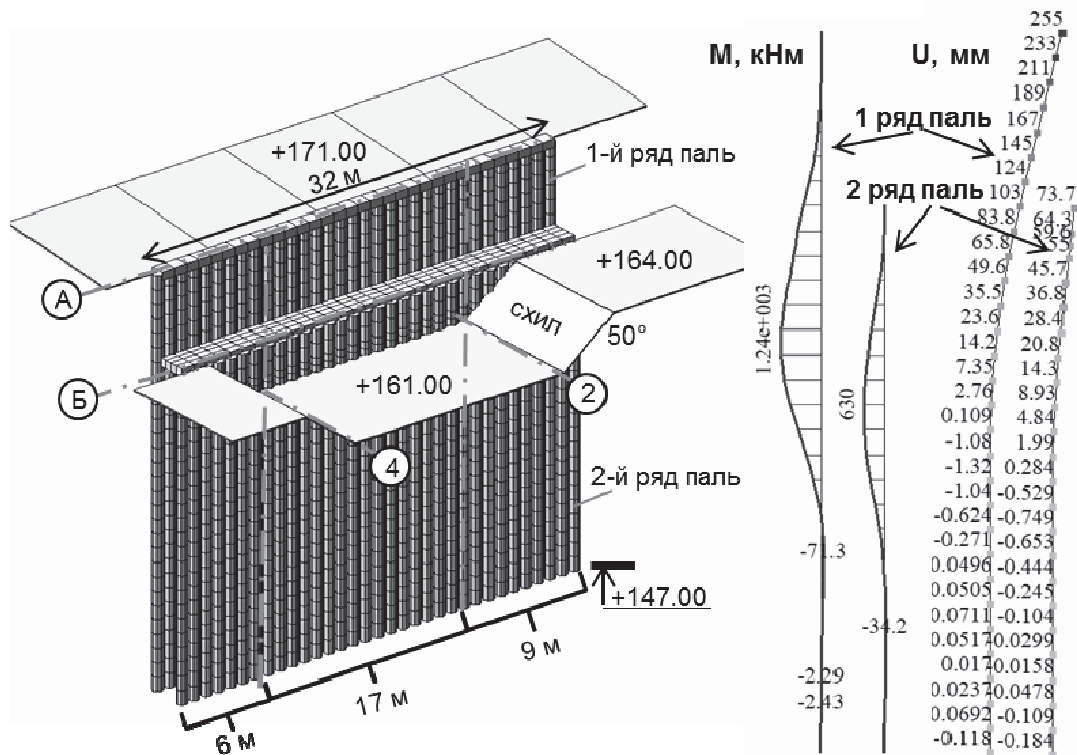


Рис.7. Схема огородження котловану. Результати розрахунків 2D моделі: епюри горизонтальних переміщень (U) та згинальних моментів (M) у пальях (приклад 2)

Довжина ділянок подовження підпірної стіни з обох боків підібрана за допомогою просторового розрахунку 3D моделі таким чином, щоб максимальні деформації стіни не перевищували 15 см, а згинальні моменти забезпечували несучу здатність паль  $\varnothing 800$  мм. При врахуванні просторової жорсткості споруди відбувається суттєвий перерозподіл навантажень та зміни напружено-деформованого стану конструкцій. Розрахунковий момент зменшується на 25 % –  $M=916$  кНм, переміщення зменшуються на 45% –  $U=138$  мм (рис. 8). Просторовий ефект однаково проявляється на всій довжині ділянки стіни огородження, ширина котловану не перевищує 2Н.

У даному випадку основна перевага 3D розрахунку порівняно з 2D полягає в наступному: в умовах, коли проектувальник обмежений у виборі конструктивної схеми стіни (в тому числі у виборі діаметрів паль), використання потенціалу просторової жорсткості споруди дозволяє істотно підвищити його стійкість та несучу здатність.

У наведених прикладах ми розглянули випадки, коли 3D розрахунки дозволяють оптимізувати та покращити проектні рішення. Як показує практика сучасного будівництва, досить часто на одному об'єкті водночас зустрічаються декілька ускладнюючих факторів: складні інженерно-геологічні умови, схили, особливості процесу розробки котловану та складна конфігурація споруд тощо. У таких випадках 3D моделювання є невід'ємною частиною проектування. Прикладами таких об'єктів можуть служити багатофункціональні споруди, що одночасно є захистом від зсуву,

огороженням котловану та фундаментами споруджуваних комплексів. (рис. 9). Це реальні об'єкти, що на даний момент реалізуються на будівництвах м. Києва, при розробці проектних рішень даних споруд було виконано комплекс розрахунків з використанням 2D та 3D моделювання.

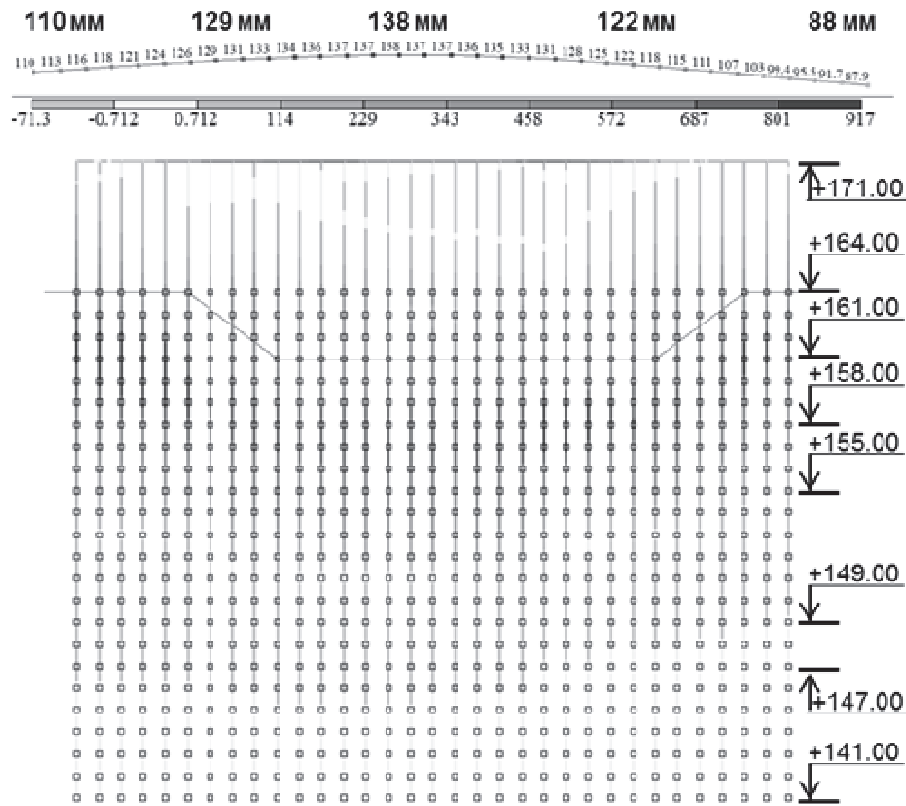


Рис.8. Результати розрахунків 3D моделі: епюри горизонтальних переміщень (U) та згинальних моментів (M) у палях підпірної стіни (приклад 2)

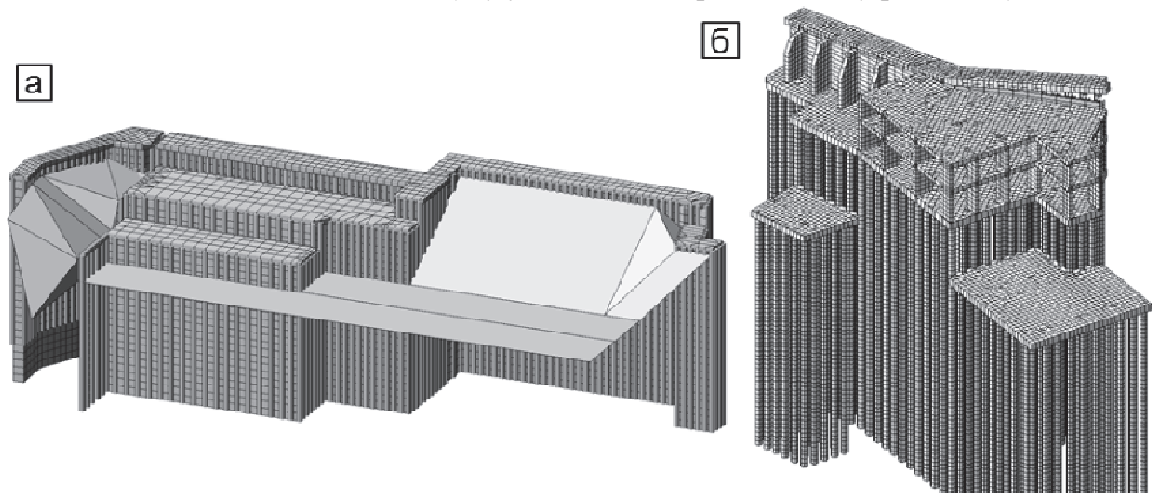


Рис. 9. Багатофункціональні споруди, що слугують водночас захистом від зсуву, огороженнями котлованів та фундаментами новобудов

**Висновки.** У статті акцентовано увагу на необхідності та важливості використання 3D моделювання для розрахунків котлованів в складних геотехнічних умовах. Розглянуто конкретні приклади ускладнюючих

факторів, не врахування яких призводить як до зайвих запасів по стійкості та міцності стіни, так і до небезпечних помилок у проектуванні. Загалом, підсумувавши результати розрахунків численних об'єктів можна виділити деякі параметри котловану, за яких 3D моделювання з великою ймовірністю матиме відчутний економічний та технічний ефект:

- котловани складної конфігурації, з довжиною лінійних ділянок не більше  $4H$ ;
- технологія розробки котловану передбачає використання захваток довжиною до  $2H$ , а також суміжних ділянок різної глибини при  $H_1/H_2 > 2$ ;
- просторова жорсткість суміжних конструкцій стіни огороження змінюється більш ніж у 2 рази на ділянці довжиною  $L < 2H$ ;
- коефіцієнт мінливості механічних властивостей ґрунтів  $K > 2$  на ділянках довжиною до  $2H$ .

Остаточне рішення про використання 3D моделювання завжди залежить від особливостей конкретного об'єкта, поставленого завдання та наявних у розпорядженні ресурсів. Потрібен індивідуальний підхід, особливості взаємодії споруди огороження котловану і ґрунтової основи є різноманітними і кожен випадок заслуговує окремого розгляду.

**1.** Методические рекомендации по расчету и проектированию свайно-анкерных сооружений инженерной защиты автомобильных дорог. Отраслевой дорожный методический документ. ОДМ 218.2.026-2012. – РОСАВТОДОР, 2015. – 17-21 с.

**2.** Методические рекомендации по проектированию и расчету подпорных стен из буронабивных свай. – Киевский отдел ВНИГС, 1984. – 8-24 с.

**3.** Маций С. И. Противооползневая защита. Монография – Краснодар: АлВи-дизайн, 2010. – 97-202 с.

**4.** Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. Практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной городской застройки – Санкт-Петербург, Стройиздат Северо-Запад, Георекострукция, 2010. – 119-133 с.

**1.** Metodicheskie rekomendacii po raschetu i proektirovaniu svaino-ankernykh sooruzheniy inzhenernaya zaschity avtomobilnykh dorog. Otrasleyvoi dorojniy metodicheskiy dokument. ODM 218.2.026-2012 // Moskva: ROSAVTODOR, 2015 – 17-21 с.

**2.** Metodicheskie rekomendacii po proektirovaniyu i raschetu podpornykh sten iz buronabivnykh svai // Kiev: Kievskiy otдел VNIIGS, 1984 – 8-24 с.

**3.** Maciy S.I. Protivoopolznevaya zaschita. Monografiya // Krasnodar, Al-Vi design, 2010 – 97-202 с.

**4.** Ulickiy V.M., Shashkin A. G., Shashkin K.G. Geotekhnicheskoe soprovojdienie razvitiya gorodov. Prakticheskoe posobie po proektirovaniyu zdaniy i podzemnykh sooruzheniy v usloviyah plotnoi gorodskoi zastroiki – Sankt-Peterburg, Stroyizdat Severo-Zapad, Georeonstrukciya, 2010 – 119-133 с.