Міністерство освіти і науки України
Київський національний університет будівництва і архітектури

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Маламан Артур Русланович

УДК 624.137

ДИСЕРТАЦІЯ

ВЗАЄМОДІЯ ПІДПІРНИХ СТІН З ҐРУНТОВИМ СЕРЕДОВИЩЕМ ПРИ УРАХУВАННІ ЇХ ПРОСТОРОВОЇ ЖОРСТКОСТІ

192 – будівництво та цивільна інженерія
(19 – архітектура та будівництво)

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії).
Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

_____ Маламан А.Р.

Науковий керівник:
Носенко Віктор Сергійович,
кандидат технічних наук, доцент

Київ – 2026

АНОТАЦІЯ

Маламан А.Р. Взаємодія підпірних стін з ґрунтовим середовищем при урахуванні їх просторової жорсткості. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, галузь знань 19 – Архітектура та будівництво. – Київський національний університет будівництва і архітектури. Міністерство освіти і науки України, Київ, 2026 р.

У дисертаційній роботі досліджено особливості формування напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі».

У першій частині дисертації розглянуто різні види конструктивних рішень гнучких підпірних стін, які використовуються для влаштування огородження котлованів та інженерного захисту територій на зсувонебезпечних ділянках. Наведено аналіз методів розрахунку гнучких підпірних стін: графічні та аналітичні та із застосуванням числового моделювання. Для оцінки напружено-деформованого стану підпірних стін складної конфігурації в плані та оцінки впливу влаштування глибоких котлованів на навколишню забудову використовуються числові методи. Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», виконане з використанням методу скінченних елементів, що дозволяє комплексно проаналізувати формування та зміну деформацій та напружень в усіх елементах системи. Важливим питанням числового моделювання є вибір моделі ґрунтового середовища. У роботі розглянуто три моделі, що описують нелінійну поведінку ґрунту: модель з критерієм міцності Кулона-Мора (MC), Hardening Soil Model (HSM) та модифікована модель Hardening Soil Small Strain (HSS). Ідеально-пружно-пластична модель з критерієм міцності Кулона-Мора є широко вживаною на практиці і базується на двох складових: на законі Гука й умові міцності Кулона-Мора, основним недоліком даної моделі є неточний опис поведінки ґрунтового середовища в умовах його розвантаження, що має місце при влаштуванні глибоких котлованів. Модель HSM – модель пружно-пластичного деформування ґрунтів зі зміною

параметрів жорсткості ґрунтового середовища в залежності від рівня напружень у ґрунті. Перевагою даної моделі є можливість врахування різних параметрів жорсткості в траєкторіях навантаження / розвантаження, що важливо для розрахунку гнучких підпірних стін огородження глибоких котлованів. Модель HSS - враховує жорсткість ґрунту при малих деформаціях, заснована на пружно-пластичній моделі ґрунту, що зміцнюється (HSM) і використовує подібний набір параметрів з додатковими параметрами (модуль зсуву при надмалих деформаціях та рівень зсувної деформації), що точніше описує додаткові деформації існуючих будівель в умовах щільної міської забудови, але потребує детальніших лабораторних досліджень ґрунтів.

У другій частині з метою дослідження впливу виду напружено-деформованого стану на розподіл зусиль і переміщень в підпірній стіні та деформації оточуючої забудови було розв'язано 2 тестові задачі. Показано, що значення переміщень та згинальних моментів, в елементах гнучкої підпірної стіни, отриманих за результатами числового моделювання в плоскій постановці, вищі за значення отримані за результатами числового моделювання в просторовій постановці на 38-205% та 25-72% відповідно. Досліджено, що на напружено-деформований стан підпірних стін впливає співвідношення сторін котловану ($B_к/L_к$). При співвідношенні сторін приблизно 1:1 ріст переміщень та зусиль, в елементах гнучких підпірних стін, у центральній частині котловану по відношенню до крайових зон відбувається з постійним зростанням (динаміка змін підпорядковується показниковій залежності), а при збільшенні співвідношення сторін котловану, до 1:2 та більше разів, прослідковується чітко виражена лінійна ділянка в центральній частині довшої сторони котловану, на якій не відбувається суттєвої зміни згинальних моментів та переміщень в елементах підпірної стіни. Виявлено, що значення додаткових осідань будинку, отриманих за результатами числового моделювання в плоскій постановці, значно вищі за значення, отримані за результатами числового моделювання в просторовій постановці, а саме: мінімальна різниця в значеннях додаткових осідань існуючого будинку становить 197%. За рахунок врахування просторової жорсткості, а також розміщення існуючого будинку в плані по відношенню до кута котловану (на різній відстані між кутом котловану та центральною

віссю будинку) виникає можливість коректної оцінки впливу влаштування глибокого котловану на існуючу забудову. Різниця між значеннями додаткових осідань існуючого будинку при розташуванні його центральної осі напроти середини прольоту котловану ($L_K/2$) та напроти кута котловану складає 150%.

У третій частині показано експериментальні дослідження оцінки деформацій гнучких підпірних стін огородження котловану та додаткові осідання оточуючої забудови. Було проведено аналіз даних геодезичного моніторингу та виконано зворотні задачі числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», з метою порівняння результатів фактичних деформацій та їх величин прогнозованих числовим моделювання. Дослідження показали, що безпосереднє використання параметрів ґрунтів, наведених у звіті з інженерно-геологічних вишукувань, для числового моделювання без їх ідентифікації може призвести до значної (у 2-3,5 рази) похибки у визначенні розрахункових значень переміщень конструкцій. Основними причинами цього є: неточність визначення параметрів ґрунтів під час геологічних вишукувань та невідповідність режимів їх випробувань фактичним змінам їх напруженого стану протягом декількох циклів навантаження / розвантаження / повторного навантаження властивим ситуаціям влаштування глибоких котлованів та подальшому спорудженні в них фундаментів нових будівель, неоднорідність ґрунтових умов, вплив технології зведення підпірних стін на стан ґрунтів тощо. Показано, що числове моделювання з використанням плоскої розрахункової схеми характеризується систематичним завищенням розрахункових значень переміщень порівняно з результатами моніторингу. Значення додаткових осідань існуючих будівель вищі на 67–100% (середнє значення 84%), горизонтальні переміщення верху підпірних стін – на 45–412% (середнє 185%). Крім того, аналіз розподілу згинальних моментів у палях демонструє, що використання плоскої розрахункової схеми призводить до завищення їх значень на 14–33% (середнє 25%) відносно тривимірної моделі, що призводить в подальшому до перевитрат матеріалів і підвищення вартості конструкцій підпірних стін. Така різниця зумовлена ігноруванням просторових ефектів взаємодії конструкцій, зокрема роботи

розпірної системи та варіабельності геометрії котловану. Запропоновано алгоритм оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», що відображає комплексний процес проектування підпірних стін.

У четвертій частині проведено результати практичного застосування запропонованого алгоритму визначення напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» з урахуванням їх просторової жорсткості для реальних інженерно-геологічних умов на трьох об'єктах у м. Києві. Показано, що просторова скінченно-елементна модель дає змогу врахувати просторову жорсткість конструкцій і відповідно більш комплексно оцінити напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі». Використання просторової скінченно-елементної моделі робить можливим врахування фактору просторової жорсткості конструкцій, що надалі дає змогу більш ефективно запроектувати конструкції підпірних стін. Недоліками даного методу є значна потреба в потужності обчислювального пристрою та час розрахунків. Переміщення та згинальні моменти отримані з використанням моделювання в плоскій постановці є на 15-35% більшими ніж з використанням просторової постановки, що є цілком логічним, оскільки просторова скінченно-елементна модель дає змогу врахувати просторову жорсткість конструкцій і відповідно більш комплексно оцінити напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі». Показано, що врахування просторової жорсткості гнучких підпірних стін при оцінці впливу влаштування глибоких котлованів в умовах щільної міської забудови призводить до зменшення прогнозованих значень додаткових осідань існуючих будівель до 1,5 рази у порівнянні із моделюванням аналогічних задач в умовах плоского напружено-деформованого стану.

Ключові слова: гнучкі підпірні стіни, числове моделювання, напружено-деформований стан, просторова жорсткість, плоска скінченно-елементна модель, просторова скінченно-елементна модель, геодезичний моніторинг.

ABSTRACT

Malaman A.R. Interaction between retaining walls and the soil environment, taking into account their spatial rigidity. – Qualification thesis in the form of a manuscript.

Thesis for the degree of Doctor of Philosophy in the speciality 192 – Construction and Civil Engineering, field of knowledge 19 – Architecture and Construction. – Kyiv National University of Construction and Architecture. Ministry of Education and Science of Ukraine, Kyiv, 2026.

This thesis investigates the characteristics of the stress-strain state formation of the ‘soil mass – retaining walls – existing buildings’ system for retaining walls.

In the first part of the dissertation, various types of structural solutions for flexible retaining walls used for excavation enclosures and engineering slope protection on landslide-prone sites are reviewed. An analysis of methods for calculating flexible retaining walls is presented, including graphical, analytical, and numerical modelling approaches. Numerical methods are used to evaluate the stress-strain state of retaining walls with complex plan configurations and to assess the impact of deep excavations on surrounding structures. Numerical modelling of the stress-strain state of elements within the system “soil mass – retaining walls – existing buildings” is performed using the finite element method, which enables a comprehensive analysis of deformation and stress evolution throughout all system elements. The choice of soil constitutive model is identified as a key issue in numerical modelling. Three models describing the nonlinear behaviour of soil are considered: the Mohr–Coulomb criterion model (MC), the Hardening Soil Model (HSM), and the modified Hardening Soil Small Strain model (HSS). The ideal elasto-plastic Mohr–Coulomb model is widely used in practice and is based on Hooke’s law combined with the Mohr–Coulomb failure criterion; its main shortcoming is the inaccurate description of soil behaviour during unloading, which is characteristic of deep excavation conditions. The HSM is an elastoplastic model with stress-dependent stiffness parameters, offering the advantage of accounting for different stiffness values along loading and unloading/reloading paths, which is particularly

important for flexible retaining wall design in deep excavations. The HSS model accounts for small-strain soil stiffness; it is based on the HSM and employs a similar set of parameters supplemented by two additional ones (small-strain shear modulus and reference shear strain level), providing a more accurate description of additional settlements of existing buildings in dense urban environments, though it requires more detailed laboratory soil investigations.

In the second part, two benchmark problems were solved to investigate the effect of the stress-strain state type on the distribution of internal forces and displacements in retaining walls and additional settlements of surrounding structures. It is shown that displacements and bending moments in flexible retaining wall elements obtained from two-dimensional numerical modelling exceed the values obtained from three-dimensional numerical modelling by 38–205% and 25–72%, respectively. The influence of the excavation aspect ratio (B_k/L_k) on the stress-strain state of retaining walls is examined. At an aspect ratio of approximately 1:1, the increase in displacements and internal forces in flexible retaining wall elements from the corner zones toward the centre follows an exponential trend. As the aspect ratio increases to 1:2 or greater, a clearly defined linear region emerges in the central section of the longer side, along which bending moments and displacements do not change significantly. It is found that the additional settlements of a building obtained from two-dimensional numerical modelling are substantially higher than those from three-dimensional modelling, with a minimum difference of 197%. Accounting for three-dimensional rigidity and the relative position of an existing building with respect to the excavation corner (at varying distances between the corner and the building's central axis) enables a more accurate assessment of the impact of deep excavation on the surrounding development. The difference in additional settlements between the case where the building's central axis is positioned opposite the mid-span of the excavation ($L_k/2$) and the case where it is positioned opposite the corner amounts to 150%.

In the third part, experimental investigations of deformations of flexible retaining walls for excavation enclosures and additional settlements of surrounding buildings are

presented. Geodetic monitoring data were analysed and back-analysis numerical modelling of the stress-strain state of the system “soil mass – retaining walls – existing buildings” was performed to compare actual measured deformations with numerically predicted values. The studies showed that directly using soil parameters from geotechnical investigation reports for numerical modelling without prior parameter identification can lead to significant errors in predicted structural displacements, by a factor of 2 to 3.5. The main reasons are: inaccuracies in determining soil parameters during site investigations; inconsistency between laboratory test conditions and the actual stress path changes occurring through multiple loading/unloading/reloading cycles typical of deep excavation and subsequent foundation construction; soil heterogeneity; and the influence of retaining wall construction technology on the surrounding soil. It is demonstrated that two-dimensional numerical modelling systematically overestimates computed displacements relative to monitoring results: additional settlements of existing buildings are overestimated by 67–100% (mean 84%), and horizontal displacements at the top of retaining walls by 45–412% (mean 185%). Furthermore, analysis of the bending moment distribution in piles shows that the two-dimensional approach overestimates bending moments by 14–33% (mean 25%) compared to the three-dimensional model, leading to excessive material consumption and increased costs for retaining wall structures. This discrepancy is caused by the omission of spatial interaction effects between structural elements, including the contribution of the strutting system and variability of excavation geometry. An algorithm for evaluating the stress-strain state of the system “soil mass – retaining walls – existing buildings” is proposed, reflecting the comprehensive process of retaining wall design.

In the fourth part, results of the practical application of the proposed algorithm for determining the stress-strain state of the system “soil mass – retaining walls – existing buildings”, accounting for three-dimensional rigidity, are presented for three real geotechnical conditions at construction sites in Kyiv. It is demonstrated that the three-dimensional finite element model enables the spatial rigidity of structures to be taken into account and thereby provides a more comprehensive evaluation of the stress-strain state

of all system elements. The use of a three-dimensional finite element model makes it possible to incorporate the spatial rigidity factor, which in turn allows for more efficient design of retaining wall structures. The main drawbacks of this method are the substantial computational resource requirements and extended calculation times. Displacements and bending moments obtained from two-dimensional modelling are 15–35% higher than those from three-dimensional modelling, which is fully consistent with the fact that a three-dimensional finite element model properly accounts for spatial rigidity and thus provides a more complete assessment of the stress-strain state. It is shown that considering the spatial rigidity of flexible retaining walls when evaluating the influence of deep excavations in densely built-up urban areas reduces predicted additional settlements of existing buildings by up to 1.5 times compared to equivalent two-dimensional plane-strain analyses.

Keywords: flexible retaining walls, numerical modelling, stress-strain state, spatial rigidity, two-dimensional finite element model, three-dimensional finite element model, geodetic monitoring.

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ І СКОРОЧЕНЬ 13

ВСТУП 14

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ТА МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ПІДПІРНИХ СТІН 24

1.1 Конструктивні рішення підпірних стін 24

1.2 Визначення тиску на утримуючі конструкції 29

1.3 Принципи розрахунку гнучких підпірних стін 32

1.4 Взаємодія утримуючих споруд із ґрунтовою основою з урахуванням просторової жорсткості 37

1.5 Числові методи розрахунку підпірних стін 38

1.6 Моделі ґрунтового середовища 47

1.6.1 Пружно-ідеально-пластична модель з критерієм міцності Кулона-Мора 48

1.6.2 Модель зміцнюваного ґрунту «Hardening Soil Model» 50

1.6.3 Модель зміцнюваного ґрунту при малих деформаціях «HS-Small» 62

1.7 Висновки до розділу 64

РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ВИДУ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НА РОЗПОДІЛ ЗУСИЛЬ І ПЕРЕМІЩЕНЬ В ПІДПІРНІЙ СТІНІ ТА ДЕФОРМАЦІЇ ОТОЧУЮЧОЇ ЗАБУДОВИ 65

2.1 Дослідження впливу виду напружено-деформованого стану на розподіл переміщень та зусиль в підпірній стіні 65

2.2 Дослідження впливу виду напружено-деформованого стану на оцінку деформацій оточуючої забудови. 72

2.3 Висновки до розділу 77

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗМІНИ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ СИСТЕМИ «ҐРУНТОВИЙ МАСИВ – ПІДПІРНІ СТІНИ – ІСНУЮЧІ БУДІВЛІ» 79

3.1. Оцінка результатів моніторингу за деформаціями паль підпірної стіни та оточуючої забудови 82
3.2. Ідентифікація параметрів моделі ґрунтового середовища 87
3.3 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» в плоскій постановці 94
3.4 Аналіз і порівняння результатів числового моделювання та натурних спостережень 96
3.5 Рекомендації щодо вдосконалення методики оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» 98
3.6 Висновки до розділу 103

РОЗДІЛ 4. ВПРОВАДЖЕННЯ ЗАПРОПОНОВАНОЇ МЕТОДИКИ В ПРАКТИКУ БУДІВНИЦТВА 104

4.1 Обґрунтування конструктивних рішень підпірних стін для зсувонебезпечних територій на об’єкті впровадження у Печерському районі міста Києва 104
4.1.1 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни» в просторовій постановці 111
4.1.2 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни» в плоскій постановці 114
4.1.3 Порівняння отриманих результатів числового моделювання 118
4.2 Обґрунтування конструктивних рішень підпірних стін, при будівництві, в умовах щільної міської забудови у Шевченківському районі міста Києва 119
4.2.1 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» в просторовій постановці 124
4.2.2 Порівняння отриманих результатів числового моделювання 128
4.3. Обґрунтування конструктивних рішень підпірних стін, при будівництві в умовах щільної міської забудови, у пилувато-глинистих ґрунтах текучої та пластичної консистенції, в Голосіївському районі міста Києва 131
4.3.1 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» в плоскій постановці 141

4.3.2 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» в просторовій постановці..... 143
4.3.3 Порівняння отриманих результатів числового моделювання..... 147
4.4 Висновки до розділу..... 149
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 150
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ 152

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ І СКОРОЧЕНЬ

ПС – підпірна стіна;

ІГЕ – інженерно-геологічний елемент;

НДС – напружено-деформований стан;

МСЕ – метод скінченних елементів;

СЕМ – скінченно-елементна модель;

СЕ – скінченний елемент;

2D – плоска (двовимірна) постановка;

3D – просторова (тривимірна) постановка;

HSM – Hardening Soil Model;

B_K – ширина котловану;

L_K – довжина котловану;

H_K – глибина котловану;

c – питоме зчеплення ґрунту;

φ – кут внутрішнього тертя;

ψ – кут внутрішнього тертя на октаедричній поверхні;

E – модуль деформацій;

E_{50} – модуль деформації, отриманий за результатами трьохосних випробувань при половині граничного значення девіатора;

E_{oed} – модуль деформації, отриманий за результатами одометричних випробувань;

E_{ur}^{ref} – модуль деформації для траєкторії розвантаження-повторного навантаження при природному тиску p_{ref};

v – коефіцієнт Пуассона;

v_{ur} – коефіцієнт Пуассона при розвантаженні-повторному навантаженні;

m – показник ступеня залежності рівня напружень від жорсткості;

e_0 – коефіцієнт пористості для зразку ґрунту з непорушеною структурою;

u_{max} – максимальні горизонтальні переміщення підпірних стін;

s_{max} – максимальні значення осідань оточуючих будівель.

ВСТУП

Актуальність теми. В сучасних умовах урбанізації та забудови міст, все частіше постає питання будівництва з використанням значних підземних просторів, особливо на ділянках зі складними інженерно-геологічними умовами та в умовах щільної міської забудови. Влаштування глибоких котлованів стає невід'ємною частиною зведення висотних будівель з багаторівневими паркінгами, реконструкції кварталів з обладнанням підземних паркінгів, влаштування укриттів тощо.

Котловани часто досягають глибин понад 7-10 метрів, що вимагає розробку та проведення заходів з інженерного захисту для запобігання обвалів ґрунту та зменшення впливу на існуючу забудову. Серед найбільш поширених конструктивних рішень є влаштування підпірних стін з буронабивних паль. Відповідно виникає питання підбору ефективних параметрів підпірних стін та оцінки впливу влаштування котловану та огороджуючих конструкцій на існуючу забудову. Для проектування безпечних та економічно ефективних конструкцій підпірних стін необхідно проводити комплексний аналіз напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» з використанням числового моделювання.

Основну увагу в роботі приділено розкриттю механізмів впливу просторової жорсткості гнучких підпірних стін, шляхом дослідження впливу виду напружено-деформованого стану на розподіл зусиль і переміщень в підпірній стіні та деформації оточуючої забудови, та розробці методики комплексної оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі».

З появою перших протизсувних споруд – підпірних стін, що використовувалися переважно для зведення фортифікаційних та гідротехнічних споруд, виникла потреба в теоретичному обґрунтуванні їх конструктивного рішення. Ш. Кулон у XVIII столітті заклав основи принципу граничної рівноваги, а його працю продовжили Понселе, Кульман, Ребхан та М. Леві.

В свою чергу В. Ренкін, запропонувавши концепцію активного та пасивного тиску ґрунту на основі умов граничної рівноваги, започаткував теорію сипучого середовища. Його теорія, на відміну від підходу Кулона, спирається не на аналіз окремого клину обвалення, а на аналіз напруженого стану суцільного середовища. Надалі теорію Ренкіна суттєво збагатили та уточнили дослідження Вінклера, Мора, які розглянули вплив різних граничних умов, форми поверхні засипки, а також урахування зв'язності ґрунту.

З часом будівельні технології невпинно розвивалися, з'являлися принципово нові конструктивні рішення щодо влаштування підпірних стін різних типів — від традиційних гравітаційних конструкцій до сучасних паль-оболонок, шпунтових огорож тощо. Відповідно до цього еволюціонували й підходи до їх розрахунку. Вдосконаленням аналітичних методів визначення тиску на підпірні стіни та розрахунків паль у складі підпірних стін стали роботи в галузі механіки ґрунтів таких вчених як А.І. Білеуш [1, 30], A. Kezdi [90], K. Terzaghi [110], A.N. Schofield [108], D. Muir [97], G. Gudehus [84], Л.К Гінзбурга [19, 21, 40] Г.К. Клейн [32, 33] та ін.

Розрахунки з використанням числових методів для аналізу напружено-деформованого стану (НДС) підпірних стін, для проектування та будівництва розглянуті в працях C. Benjamim [72], G. Beer [63], І.П. Бойка [3, 4, 5, 6, 8, 9], В.А. Будина [16], P. Vermeer [113, 114], Ю.Л. Винникова [17, 19], C.S. Desai [74], М.П. Дубровського [75, 76], J.M. Duncan [77], R. Katzenbach [89], R.L. Kondner [91], V.N.S. Murthy [98], P.W. Rowe [103], Gouw T. [83], H. Popa [101], R. Obrzud [94], Toshihisa Adachi [103], T. Yoshimura [115], І.І. Солодея [45], М.Л. Зоценка [23, 28, 116], І.Я. Лучковського [35] та ін.

Досить часто, при влаштуванні котлованів, чи будівництві на зсувонебезпечних територіях необхідно проводити оцінку стійкості укосів котловану або оцінку стійкості схилу відповідно. Розрахунки для оцінки стійкості схилів та укосів виконували: Janbu [87], І.П. Бойко [9], С.В. Біда [29], Я.І. Червинський [53], Є.А. Черкез [54, 55], І.І. Солодей [48], Л.О. Бондарева [45] та інші.

Моделюванням напружено-деформованого стану підпірних стін огородження глибоких котлованів та оцінкою впливу на існуючу забудову займалися: Chang-Yu [100], Н.В. Блащук [2], В.В. Ручківський [42, 43], Л.О. Бондарева [11, 12, 13, 14, 15], В.А. Титаренко [50, 49], F. Dodigović [61], S. Bozkurt [68], M. Mitew-Czajewska [95], Di Mariano [105], X. Yan [78] та інші.

Особливо важливим етапом в процесі будівництва є проведення спостережень за деформаціями будівлі, що зводиться та оточуючих будівель. Експериментальними дослідженнями підпірних стін на основі натурних спостережень та дослідів в польових і лабораторних умовах займалися: Ю.І. Іщенко [18, 31], М.С. Яковенко [56], Ю.Л. Винников [17], Т.В. Козлова [32], К.Б. Смолій [46], Ю.Б. Мелашенко [36], I. Skrzypczak [109], B. Fellenius [79], M. D Bolton [66, 67], В.О. Савенко [44] та інші.

Досить часто, при розрахунках з використанням числового моделювання доводиться виконувати ідентифікацію параметрів ґрунтового середовища. Задачі такого напряму були вирішені в роботах: P. Zvanut [117], S. Levasseur [104], Y. M. A. Hashash [71], C. Rechea [102], R.J. Finno [80], M. Kong [92], І.П. Бойко [3], В.Л. Підлуцький [39], В.С. Носенко [51, 52] та інші.

Для розрахунків, що базуються на теорії граничної рівноваги, необхідно знати фізико-механічні характеристики ґрунтів, в яких розташовані утримуючі конструкції та їх жорсткість, (EI, EA). Основними характеристиками ґрунту, при розрахунках на стійкість є: питоме зчеплення ґрунту c, кут внутрішнього тертя φ та питома вага γ.

Важливим питанням у розв’язанні геотехнічних задач залишається вибір і визначення реальних фізико-механічних характеристик ґрунтів. При розрахунках з використанням методу числового моделювання критично важливим є прийняття обґрунтованої для даних умов моделі ґрунтового середовища, що дає можливість максимально відтворити процеси нелінійного деформування на різних етапах будівництва, таким чином забезпечивши коректну оцінку напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі».

Мета і задачі дослідження. Мета роботи – оцінка впливу просторової жорсткості протизсувних конструкцій на напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» та розробка ефективних рішень підпірних стін для огородження глибоких котлованів в умовах щільної міської забудови.

Для досягнення поставленої мети розв’язано наступні **задачі:**

- Аналіз існуючих методів розрахунку підпірних стін та визначення напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі».
- Розв’язання тестових задач для оцінки впливу ефектів просторової жорсткості на напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі».
- Виявлення основних закономірностей врахування просторової жорсткості підпірної стіни та їх впливу на зусилля та переміщення в залежності від просторового положення елементів підпірної стіни.
- Визначення напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» з урахуванням їх просторової жорсткості для реальних інженерно-геологічних умов.

Об’єкт дослідження – гнучкі підпірні стіни, що використовуються для влаштування глибоких котлованів в умовах щільної міської забудови.

Предмет дослідження – просторова жорсткість підпірних стін та її вплив формування та зміну напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі».

Під час проведення досліджень були використані наступні **методи**:

- Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» методом скінченних елементів з урахуванням нелінійного деформування ґрунтових основ.

- Інженерні методи визначення зусиль та деформацій у протизсувних конструкціях, що базуються на методах граничної рівноваги та інших аналітичних методах.

- Експериментальні методи – інструментальні (спостереження за деформаціями конструкцій гнучких підпірних стін та оточуючих споруд).

Наукова новизна одержаних результатів

- Виявлено вплив врахування просторової жорсткості гнучких підпірних стін на напружено-деформований стан елементів системи: «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», який проявляється у зниженні величин переміщень підпірних стін до 2 разів та зниженні внутрішніх зусиль у їх конструкціях до 30% у порівнянні із розрахунками аналогічних систем в умовах плоского напружено-деформованого стану.

- Встановлено, що врахування просторової жорсткості гнучких підпірних стін при оцінці впливу влаштування глибоких котлованів в умовах щільної міської забудови призводить до зменшення прогнозованих значень додаткових осідань існуючих будівель до 1,5 рази у порівнянні із моделюванням аналогічних задач в умовах плоского напружено-деформованого стану.

- Запропоновано підхід управління напружено-деформованим станом підпірних стін огородження котловану через зміну жорсткості окремих її частин шляхом введення додаткових елементів (розпірок, контрфорсів) або безпосередньо кроку та кількості паль самої підпірної стіни та зміни її конфігурації.

- Встановлено, що на напружено-деформований стан підпірних стін суттєво впливає співвідношення сторін котловану, так при збільшенні співвідношення сторін котловану, до 1:2 та більше разів, прослідковується чітко виражена лінійна ділянка по довшій стороні котловану, на якій не відбувається суттєвої зміни згинальних моментів та переміщень в елементах підпірної стіни.

Практичне значення отриманих результатів

✓ Запропоновано алгоритм оцінки напружено-деформованого стану елементів системи: «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», який дозволяє врахувати вплив просторової жорсткості на напружено-деформований стан огородження глибокого котловану та фундаментів існуючих будівель.

✓ З використанням запропонованої методики за участі здобувача розроблено проектні рішення влаштування огородження глибоких котлованів у м. Київ на трьох різних об'єктах будівництва, в умовах щільної міської забудови. Завдяки використанню запропонованої методики досягнуто зменшення розрахункових значень переміщень паль підпірних стін до 2 разів, зменшення значень згинальних моментів, що виникають в палях підпірних стін до 30% та прогнозується зменшення додаткових деформацій існуючої забудови.

Особистий внесок здобувача полягає в узагальненні та аналізі літературних матеріалів за темою наукової роботи; формулюванні мети та задач наукового дослідження; розробці методики розрахунку (числового моделювання) системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» з урахуванням просторової жорсткості конструкцій підпірних стін; проведенні експериментальних досліджень, обробленні та аналізу результатів числового моделювання; формулюванні і редакції висновків, впровадження розроблених рекомендацій у практику проектування огородження котлованів.

Особистий внесок здобувача в наукових працях

1) Носенко В.С. Оцінка стійкості схилу з використанням різних розрахункових методів / В.С. Носенко, Л.О. Скочко, А.Р. Маламан // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2021. Вип. 43. С. 40-51. DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.40-51

Виконано оцінку стійкості схилу з використанням числового моделювання та методу граничної рівноваги та розробку конструктивних рішень підпірних стін.

2) Бондарева Л.О. Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підпірних стін складних конфігурацій / Л.О. Бондарева, В.С. Носенко, А.Р. Маламан // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 45. С. 9–21. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21

Виконано оцінку стійкості схилу, та числове моделювання елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни» з використанням просторової та плоскої постановки.

3) Носенко В.С. Вибір оптимальних параметрів підпірної стіни огородження котловану в умовах щільної забудови з урахуванням її просторової жорсткості / В.С. Носенко, А.Р. Маламан // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2023. Вип. 46. С. 141-152. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.141-152

Виконано числове моделювання елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» та проведено порівняння конструктивних рішень підпірної стіни з метою визначення найбільш ефективного рішення.

4) Ращенко А.М. Активізація техногенних процесів при різкій зміні рівня водойм та ґрунтових вод внаслідок техногенних катастроф гідротехнічних споруд / А.М. Ращенко, Т.В. Диптан, А.Р. Маламан // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2023. Вип. 46. С. 123-132. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.123-132

Наведено огляд методів оцінки стійкості схилів та перелік основних сучасних засобів для моніторингу за зсувними процесами.

5) Носенко В.С. Оцінка причин втрати стійкості схилу та вибір варіантів його стабілізації з використанням варіантів підпірної стіни різної жорсткості / В.С. Носенко, А.Р. Маламан // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2023. Вип. 47. С. 75-88. DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.75-88

Виконано оцінку стійкості зсувного схилу, проведено оцінку причин втрати стійкості, запропоновано варіанти конструктивних рішень підпірних стін різної жорсткості для стабілізації схилу за результатами числового моделювання.

6) Носенко В.С. Використання плоских та просторових розрахункових моделей для числового моделювання підпірних стін в умовах щільної міської забудови / В.С. Носенко, А.Р. Маламан // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2024. Вип. 48. С. 9-20. DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.09-20

Виконане числове моделювання елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» та проведено оцінку впливу виду напружено-деформованого стану на зусилля і переміщення, що виникають в підпірних стінах а також на деформації існуючої забудови.

7) Носенко В.С. Моніторинг за деформаціями огородження глибокого котловану та оточуючих будинків в умовах щільної міської забудови / В.С. Носенко, А.Р. Маламан, П.В. Сорока // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2024. Вип. 49. С. 23-31. DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.23-31

Виконано аналіз результатів моніторингу за станом огородження глибокого котловану та оточуючими будинками у м. Києві.

8) Носенко В.С. Оцінка переміщень підпірних стін та оточуючих будинків при влаштуванні глибокого котловану в умовах щільної міської забудови / В.С. Носенко, А.Р. Маламан, П.В. Сорока // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2025. Вип. 50. С. 192-199. DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.192-199

Виконано зворотний аналіз та ідентифікацію параметрів моделі ґрунтового середовища для збіжності результатів числового моделювання та натурних спостережень.

9) Носенко В.С. Оцінка стійкості схилу в Карпатському регіоні з використанням різних розрахункових методів / В.С. Носенко, А.Р. Маламан // Основи

та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2025. Вип. 51. С. 67-74. DOI: 10.32347/0475-1132.51.2025.67-74

Виконано оцінку стійкості схилу з використанням методу числового моделювання та методу граничної рівноваги.

10) Носенко В.С. Оцінка напружено-деформованого стану підпірної стіни з урахуванням її просторової жорсткості в умовах щільної міської забудови / В.С. Носенко, А.Р. Маламан // Опір матеріалів і теорія споруд: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2026. № 116. С. 414-424. DOI: 10.32347/2410-2547.2026.116.414-424

Виконане числове моделювання елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» та проведено оцінку впливу виду напружено-деформованого стану на зусилля і переміщення, що виникають в підпірних стінах а також на деформації існуючої забудови та проведено порівняльний аналіз з даними натурних спостережень.

Апробація результатів дисертації. Основні положення та результати дисертаційної роботи представлені та обговорені на наступних конференціях:

1) Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «БУДМАЙСТЕР-КЛАС-2021», Київ, 01-03.12. 2021 р.

2) Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «БУДМАЙСТЕР-КЛАС-2022», Київ, 30.11-02.12. 2022 р.

3) Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «БУДМАЙСТЕР-КЛАС-2023», Київ, 29.11-01.12. 2023 р.

4) Всеукраїнська науково-практична конференція молодих вчених, аспірантів та студентів «Перспективи розвитку будівельних технологій», Дніпро, 26.04. 2024 р.

5) Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «БУДМАЙСТЕР-КЛАС-2024», Київ, 05-07.11. 2024 р.

6) XI Українська конференція механіки ґрунтів і геотехніки, Київ, 22-23.05. 2025 р.

7) 29-th European Young Geotechnical Engineers Conference EYGEC 2025, Rijeka, 9-11th September 2025 (29-та Європейська конференція молодих геотехніків EYGEC 2025, Хорватія, Рієка, 9-11 вересня 2025 року).

8) Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «БУДМАЙСТЕР-КЛАС-2025», Київ, 26-28.11. 2025 р.

Публікації. За темою дисертації опубліковано 10 друкованих робіт, в тому числі 9 у наукових фахових виданнях категорії «Б» та 1 у науковому фаховому виданні категорії «А», 6 у матеріалах доповідей міжнародних конференцій та 2 у матеріалах доповідей всеукраїнських конференцій.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ТА МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ПІДПІРНИХ СТІН

Згідно з чинними нормами [26], підпірні стіни – стіни різного конструктивного рішення, призначені для сприйняття напору від бічного тиску ґрунту, води з привантаженням на його поверхні від транспортних засобів або складованих матеріалів.

При проектуванні та будівництві захисних споруд, в тому числі підпірних стін, вимагається використання ефективних (надійних та економічних рішень). При проектуванні підпірних стін в першу чергу необхідно визначитися з питанням вибору типу конструкції.

1.1 Конструктивні рішення підпірних стін

У геотехнічній практиці проектування утримуючих споруд виділяють три базові конструктивні типи підпірних стін:

- масивні (гравітаційні), що сприймають зовнішні зусилля та забезпечують стійкість на зрушення і перекидання при дії горизонтального тиску ґрунту за рахунок власної ваги та ваги засипки ґрунту (рис. 1.1), підпірні стіни такого типу забезпечують стійкість території, при великих перепадах рельєфу та можливих зсувних процесах, мають просту технологію влаштування, проте за рахунок великих витрат матеріалів не завжди є економічно доцільними.

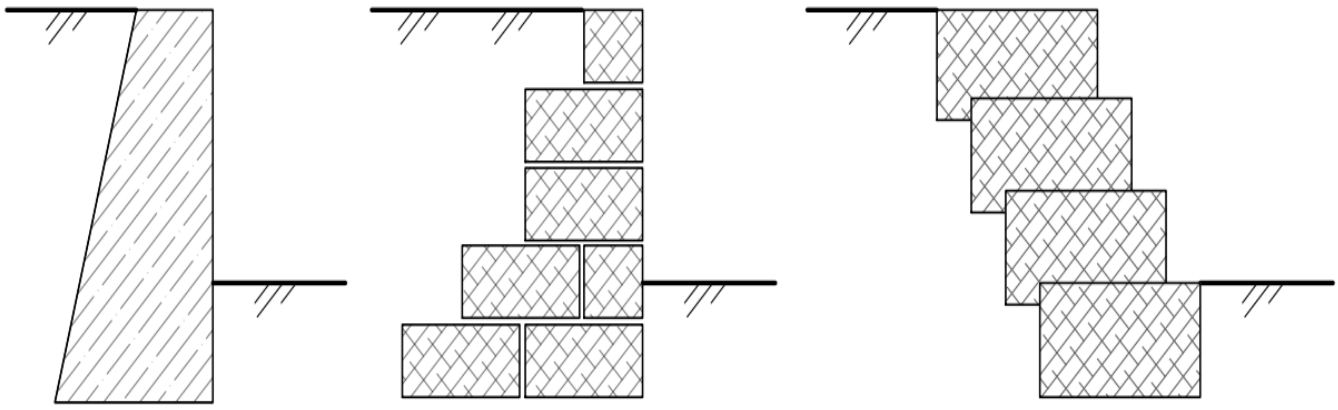


Рисунок 1.1. Масивні підпірні стіни

- тонкостінні кутикові, що забезпечують стійкість власною вагою і вагою ґрунту, що включається в роботу за рахунок конструкції стіни (рис. 1.2), даний конструктивний тип підпірних стін є досить економічно ефективним, проте за рахунок своєї конструкції не дозволяє утримати великий перепад рельєфу (більше 4 м).

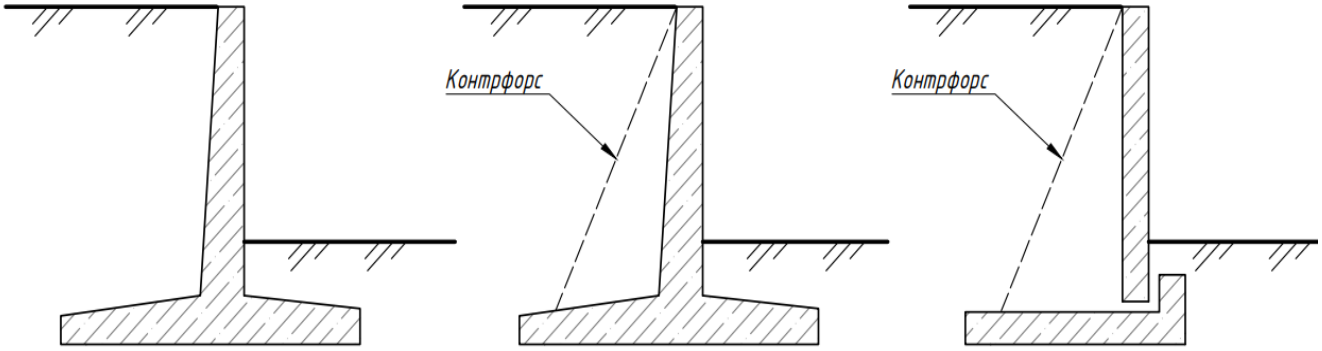


Рисунок 1.2. Тонкостінні підпірні стіни

- гнучкі підпірні стіни, вільно розташовані постійні утримуючі конструкції, що сприймають зовнішні зусилля та забезпечують стійкість за рахунок роботи затисненої в основі нижньої вертикальної частини (рис. 1.3), гнучкі підпірні стіни мають досить широкий спектр використання, особливо, при влаштуванні огородження глибоких котлованів в умовах щільної забудови.

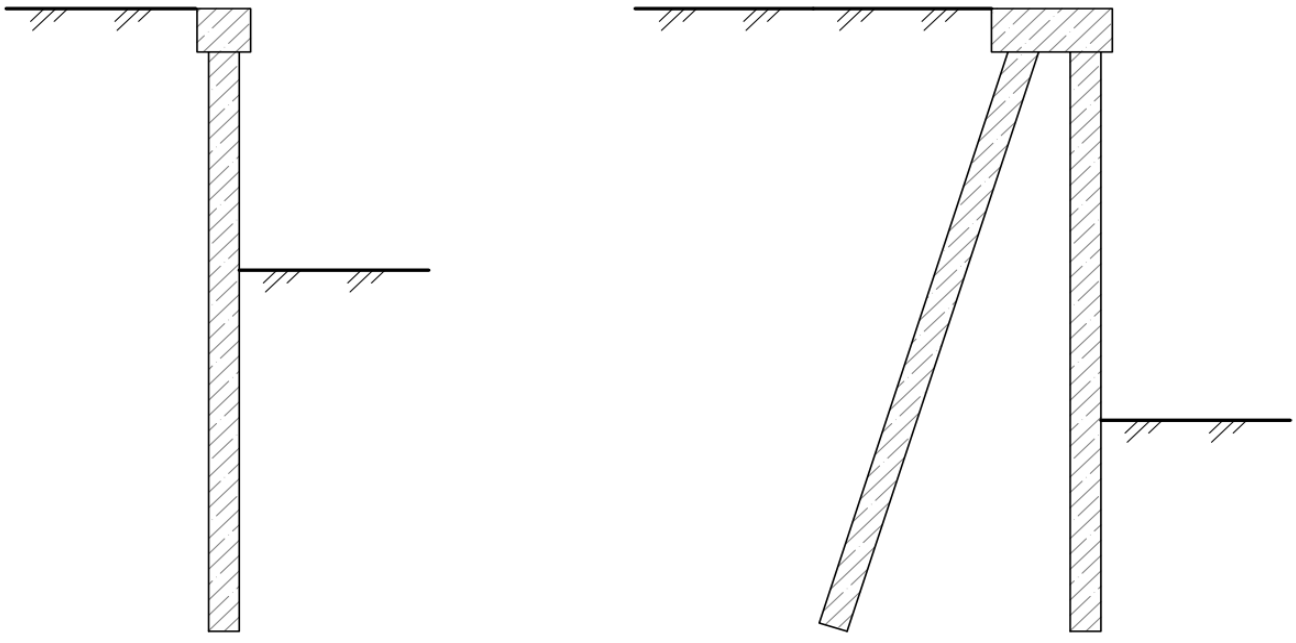


Рисунок 1.3. Гнучкі підпірні стіни

Гнучкі підпірні стіни за конструктивним рішенням умовно можна розділити на три категорії:

- підпірні стіни, що виконуються з паль, а саме буронабивні палі – найбільш широко застосовані для влаштування огороджень глибоких котлованів (рис. 1.4, а) та буросічні палі (рис. 1.4, б);
- підпірні стіни, що виконуються за технологією «стіна в ґрунті» – досить трудомістка і дорога технологія, влаштовується при будівництві надглибоких котлованів, прокладання тунелів метрополітену, протифільтраційних завіс (рис. 1.4, в);
- шпунтове огородження, де альтернативою до паль використовують прокатний метал який влаштовується в ґрунт задавлюванням, а саме: двотаври, шпунт «Ларсена» тощо (рис. 1.4, г, д).

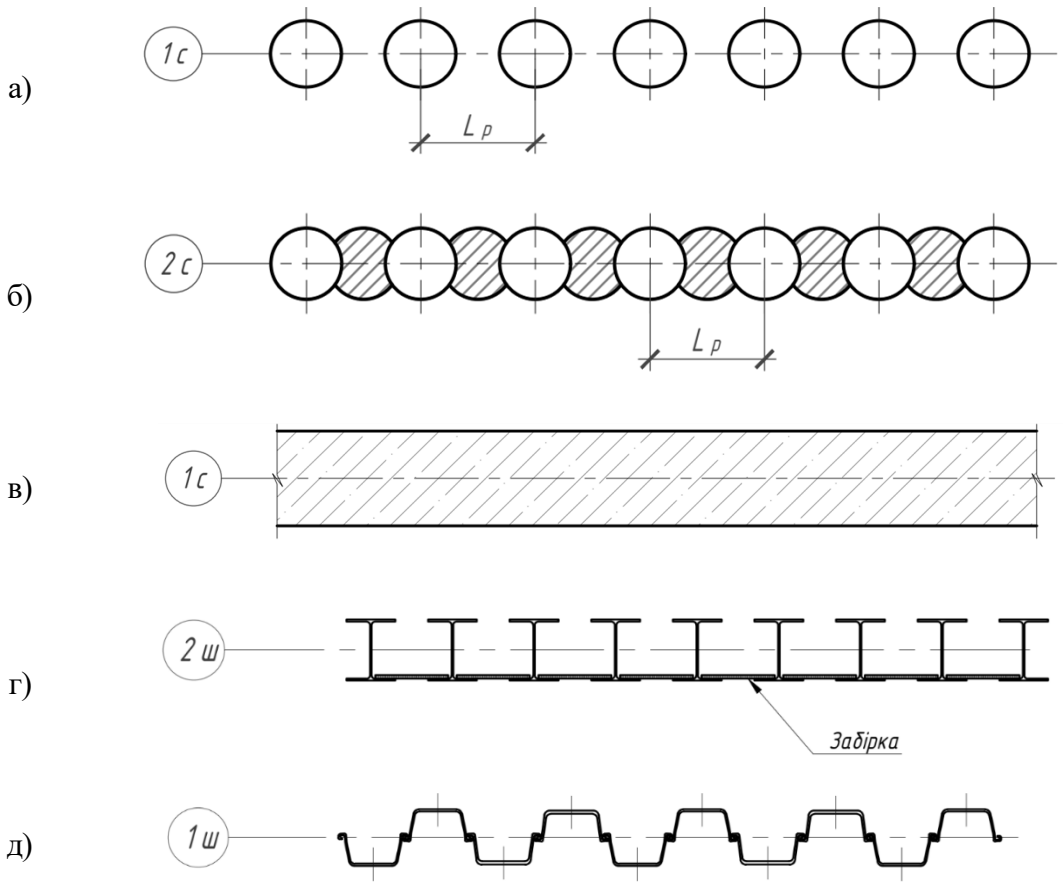


Рисунок 1.4. Гнучкі підпірні стіни, що виконуються з: а) буронабивних паль; б) буросічних паль; в) за технологією «стіна в ґрунті»; г) шпунтова стінка з двотаврів; д) шпунт Ларсена

Для влаштування огородження глибоких котлованів (глибиною від 6 і більше метрів) а також стабілізації зсувних процесів на зсувонебезпечних територіях рекомендується виконувати підпірні стіни з буронабивних паль.

Конструкцію стіни з буронабивних паль обирають залежно від:

- параметрів та призначення проектованої споруди, що безпосередньо впливатиме на характер і величини навантажень;
- рельєфу місцевості, інженерно-геологічних умов ділянки будівництва, гідрогеологічних умов тощо;
- наявності та технічного стану поруч розташованої існуючої забудови.

Найбільш поширеною є конструкція ПС з паль, що розташовані в один ряд з певним кроком і об’єднані монолітним ростверком. При такому розташуванні армуються всі палі на всю довжину. Якщо така підпірна стінка виконується для планування ландшафту, а не для тимчасового огородження котловану, то вона потребує влаштування «забірки» для запобігання просипанню ґрунту. Використання буросічних паль при зведенні ПС передбачає влаштування повноцінних армованих на певний згинальний момент буронабивних паль, а потім між ними влаштовуються буросічні неармовані елементи. Зазвичай така конструкція виконується для перешкоджання попаданню ґрунтових вод у котлован, та виконується у випадках коли підпірна стіна є елементом фундаменту. Буросічні палі зазвичай коротші ніж робочі палі ПС і можуть виконувати роль забірки.

Для підвищення жорсткості і зменшення внутрішніх зусиль буронабивні палі розташовують у 2 і більше рядів, об’єднуючи їх ростверком. Така конфігурація паль збільшує просторову жорсткість, за рахунок рамного ефекту, що в свою чергу зменшує горизонтальні переміщення і внутрішні зусилля в палях, при цьому палі також можуть бути влаштовані в паралельному або шаховому порядку (зі зміщенням одного з рядів на 1/2 кроку паль). Можливі конфігурації розташування паль в плані показані на рис. 1.5.

а) б)

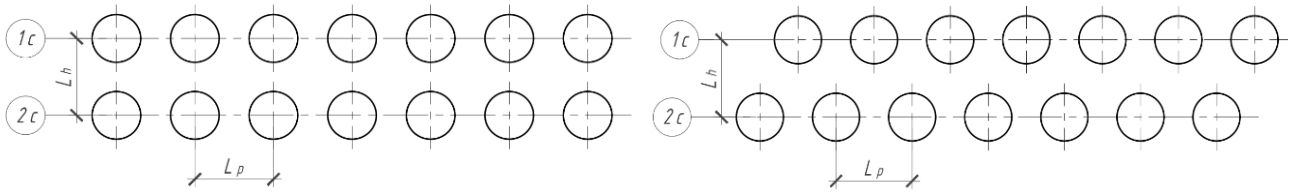


Рисунок 1.5. Палі підпірних стін, що розташовані в 2 ряди: а) палі, розташовані в паралельному порядку; б) палі розташовані в шаховому порядку;

Проте влаштування підпірних стін з двох і більше рядів паль не завжди є можливим зважаючи на певні обмеження (відсутність вільного простору на ділянці будівництва, можливе послаблення ґрунтової основи через надмірну кількість бурових робіт тощо), тоді для підвищення просторової жорсткості підпірної стіни вводяться додаткові елементи такі як:

- ґрунтові анкери (рис. 1.6, а);
- розпірні системи зі сталі або залізобетону (рис. 1.6, б);
- контрфорси з буронабивних паль, з влаштуванням суцільної бетонної забірки між палями для підвищення жорсткості і мобілізації їх сумісної роботи (рис. 1.6, в);

а) б) в)

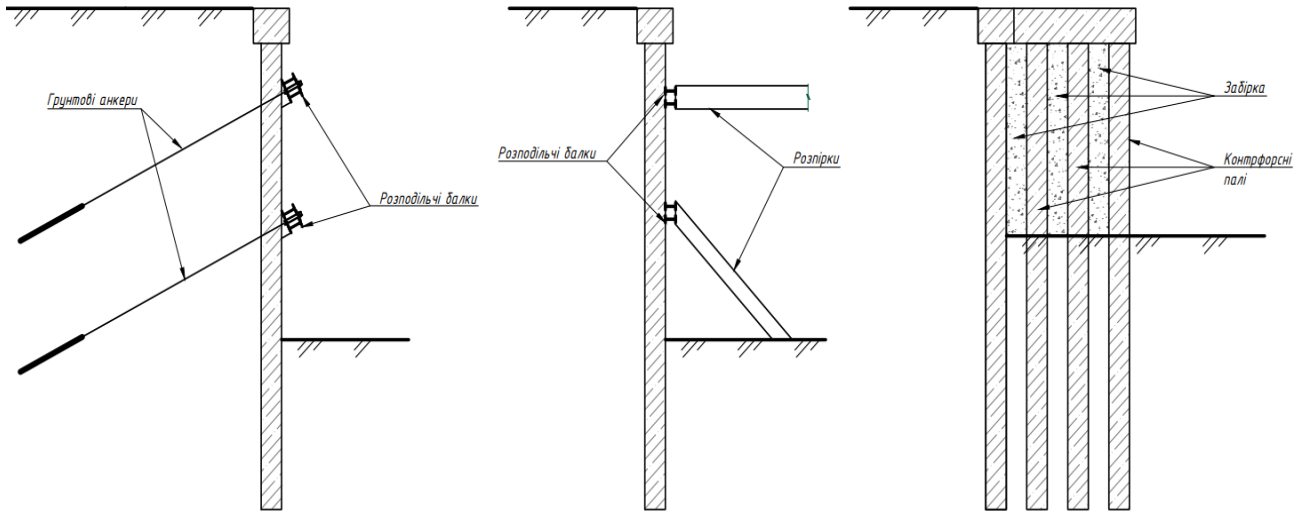


Рисунок 1.6. Додаткові елементи підвищення просторової жорсткості гнучких підпірних стін

1.2 Визначення тиску на утримуючі конструкції

Підпірні стіни мають ряд особливостей в розробці розрахункових схем, тому що величина й розподіл внутрішніх силових факторів в них, обумовлені особливістю розподілу навантажень і впливом прилягаючих сторонніх середовищ. У зв'язку з цим, діючі по контактних поверхнях сили поділяються на активні і реактивні складові й задача вирішується з урахуванням особливостей розвитку тиску прилягаючого ґрунтового середовища.

При визначенні тиску ґрунту на підпірні стіни беруть до уваги їх конструктивні особливості, властивості ґрунтів, що взаємодіють зі стінами, величини і напрям переміщень, поворотів і прогинів стін, наявність довантажуючих факторів.

Згідно з діючими нормативними документами [26], при визначенні тиску на огородження для розрахунку стійкості підпірних конструкцій слід враховувати чотири основні випадки тиску ґрунту (активний, пасивний, стан спокою і обтікання) виходячи з умов граничної рівноваги.

На рис. 1.7 схематично показані схеми зміщення стіни і якісні залежності величин тиску ґрунту від відносних деформацій.

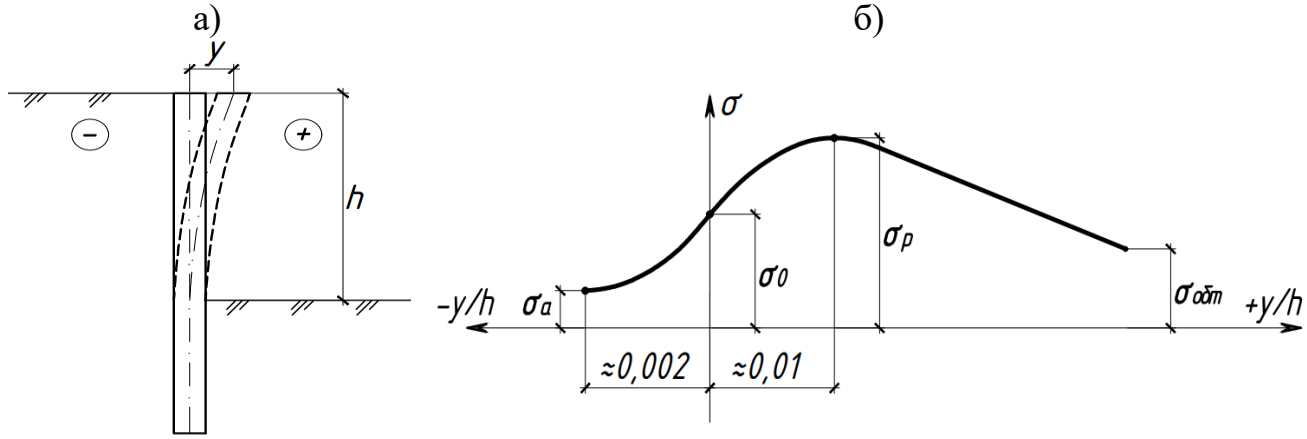


Рисунок 1.7. Зміни тиску ґрунту на стіну при її різних зміщеннях:
а) схема зміщення стіни; б) залежність $\sigma = f(y/h)$

Для реалізації активного тиску, σ_a потрібне відносне переміщення стіни в бік котловану $y/h \approx 0{,}002$, де y – переміщення голови палі, h – висота розробки ґрунту. Для

реалізації пасивного тиску потрібне відносне переміщення ПС в бік ґрунтового масиву $\gamma/h \approx 0{,}01$.

З урахуванням згинальних деформацій огороджувальних конструкцій і наявності зусиль попереднього напруження в анкерах (при їх наявності) слід приймати приведені до одного знаменника значення розпору (між σ_a і σ_0) і відпору (між σ_0 і σ_p), або вести складніші розрахунки на базі поєднання теорій граничної рівноваги і пружних (місцевих або загальних) деформацій.

На графіку (рис. 1.7) показано зміну напружень, що залежать від напрямку і значень переміщень ПС. Напруження, які можуть виникати при навантаженні утримуючих конструкцій у відповідності до діючих норм [26] поділяються на активні σ_a, в стані спокою σ_0 та пасивні σ_p. Напруження обтікання $\sigma_{опт}$, при яких, виникає тертя кочіння, значення якого визначається через кут дилатансії ψ, описано в роботі І.П. Бойка [6].

Тиск на підпірну стіну від власної ваги ґрунту P_γ на глибині y визначається за формулою:

$$P_\gamma = [\gamma \cdot \gamma_f \cdot h \cdot \lambda - c \cdot (K_1 + K_2)] \cdot y/h \qquad (1.1)$$

де K_1 - коефіцієнт, що враховує зчеплення ґрунту по площині ковзання призми обвалення, нахиленої під кутом θ_0 до вертикалі; K_2 - коефіцієнт, що враховує зчеплення ґрунту по площині, нахиленій під кутом α до вертикалі, за відсутності зчеплення ґрунту по стіні $K_2 = 0$; $\gamma_f = 1{,}1$- коефіцієнт надійності за навантаженням.

При горизонтальній поверхні засипки кут $\rho = 0$, для вертикальних ПС $\alpha = 0$ і при відсутності тертя і зчеплення зі стіною $\delta = 0$, $K_2 = 0$

Коефіцієнт бічного тиску ґрунту для ПС з буронабивних паль λ складає:

$$\lambda = tg^2\left(45 \pm \frac{\phi}{2}\right) \qquad (1.2)$$

де φ – кут внутрішнього тертя, при визначенні пасивного тиску P_p ($+\varphi$) та тиску у стані спокою P_p ($-\varphi$). Для визначення тиску обтікання ($P_{обт}$) та активного тиску (P_a)

у виразі (1.3) замість значення φ використовується значення кута кочення ψ:

$$\lambda = tg^2\left(45 + \frac{\psi}{2}\right), \text{ для } P_{обт}$$
$$\lambda = tg^2\left(45 - \frac{\psi}{2}\right), \text{ для } P_a \quad (1.3)$$

Кут нахилу площини ковзання θ_0:

$$\theta_0 = 45^\circ - \phi/2 \quad (1.4)$$

Інтенсивність додаткового горизонтального тиску ґрунту, обумовленого наявністю ґрунтових вод σ_w, *кПа*, на відстані y_w від рівня ґрунтових вод (рис. 1.8) визначається за формулою:

$$\sigma_w = y_w\left[10 - \lambda\left(\gamma - \frac{16{,}5}{1+e}\right)\right] \cdot \gamma_f \quad (1.5)$$

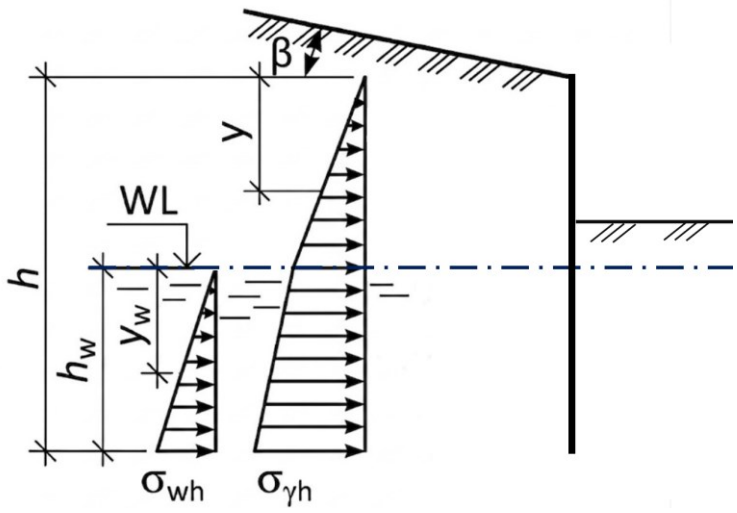


Рисунок 1.8. Схема до визначення тиску ґрунту на підпірну стіну від власної ваги і тиску ґрунту

Аналітичні методи визначення тиску наведені в нормативних документах і передбачають врахування зміни його значень по глибині, а також вплив привантажень біля ПС. Але подібний підхід не передбачає врахування питомого зчеплення *c,* що істотно зменшує тиск на утримуючі конструкції, які розташовані у зв'язних ґрунтах.

1.3 Принципи розрахунку гнучких підпірних стін

При статичному розрахунку заанкерованої підпірної стіни визначають: необхідне заглиблення стіни в основу та зусилля, що виникають у елементах ПС.

При розрахунку використовуються розрахункові схеми Якобі або Блюма-Ломейєра. Стійкість споруди вважається забезпеченою [26], якщо забезпечується умова:

$$y_0 \leq \frac{1}{8} d \tag{1.6}$$

$$y_0 \leq \frac{1}{40} h \tag{1.7}$$

де y_0 - переміщення в рівні поверхні ґрунту, що створює реактивні зусилля; d - діаметр палі; h - глибина розробки ґрунту котловану.

Схема Якобі виходить з умов вільного обпирання підпірних стін, в яких глибина закладання у ґрунт визначається тільки умовами забезпечення статичної рівноваги проти випору (рис.1.9).

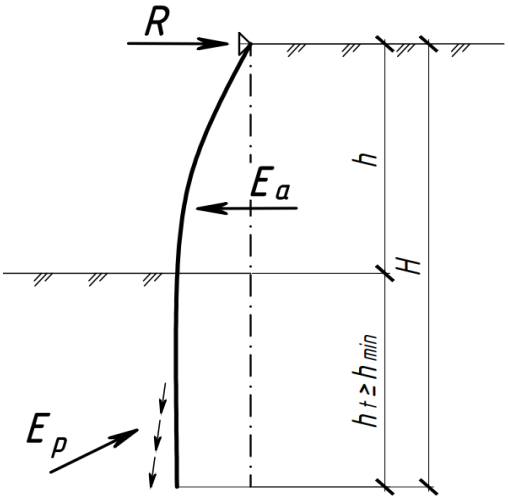


Рисунок 1.9. Розрахункова схема Якобі

За цією схемою розраховують підпірні стіни підвищеної жорсткості з буронабивних паль, паль-оболонок, із залізобетонного шпунта. Як критерій для оцінки жорсткості ПС приймається відношення приведеної висоти її перерізу d_{av}, до глибини h_t, її заглиблення нижче дна котловану. Тобто при $d_{av}/ h_t \geq 0{,}06$ стіна має підвищену жорсткість і її розраховують за схемою вільного спирання.

Приведена ширина перерізу визначається згідно діючих норм [26] наступною залежністю:

$$d_{\text{av}} = \sqrt[3]{\frac{12I}{D+J}} \tag{1.8}$$

де I – момент інерції палі, D – діаметр палі, J – зазор між палями.

При розрахунку ПС за схемою Якобі передбачається і її поворот навколо незміщуваного анкерного поясу в стані граничної рівноваги при тиску ґрунту з боку засипки і при відпорі ґрунту нижче дна котловану. Шляхом вирішення системи двох рівнянь ($\sum Z=0$ і $\sum M_0=0$) визначають невідомі величини p_a і h_t при заданих значеннях тиску і відпору ґрунту для наявних параметрів γ, φ і c, глибин h і h_t, і величини привантаження q.

Розрахункова схема Блюма-Ломейєра (рис. 1.10) базується на визначенні такої глибини анкеровування (закладання) ПС, при якій будуть отримані мінімальні значення згинальних моментів. Ця розрахункова схема базується на передумовах, що нижня частина ПС повністю защемлена у ґрунті. Приймається, що кут повороту затиснутої частини і її зміщення дорівнюють нулю.

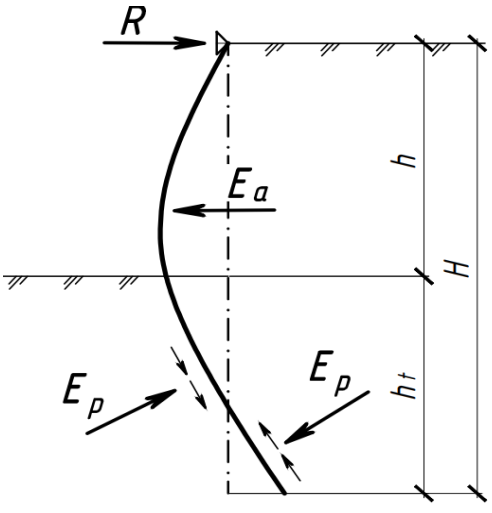


Рисунок 1.10. Розрахункова схема Блюма-Ломейєра

Використання даного методу передбачає наступні допущення:

- підпірна стіна завантажена активним тиском ґрунту;
- нижче дна котловану виникає пасивний відпор ґрунту;

- в нижній частині стінки діє реактивний тиск ґрунту, що приймається в вигляді зосередженої сили.

Схема Блюма-Ломейєра використовується для стін кінцевої жорсткості при $d_{av}/h_t \leq 0{,}06$, шляхом побудови силових і мотузкових багатокутників методом пружної лінії. Для таких стін окрім значень h_t і R_a у верхній і нижній їх частинах визначають згинальні моменти і по ним підбирають необхідний переріз.

Оскільки необхідна глибина закладання підпірної стіни спочатку невідома, епюри будують до рівня, що свідомо перевищує її. Далі розрахунок проводиться графоаналітичним методом, що детально наведений в роботі [19] та посібнику Горбунов-Посадова [36]: ординати епюр σ_p та σ_a взаємно віднімаються, і результуючу епюру, як зазвичай при графоаналітичних розрахунках, ділять на смужки, які замінюють зосередженими силами, рівними площам смужок. За цими силами будують силовий та мотузковий багатокутники (рис. 1.11).

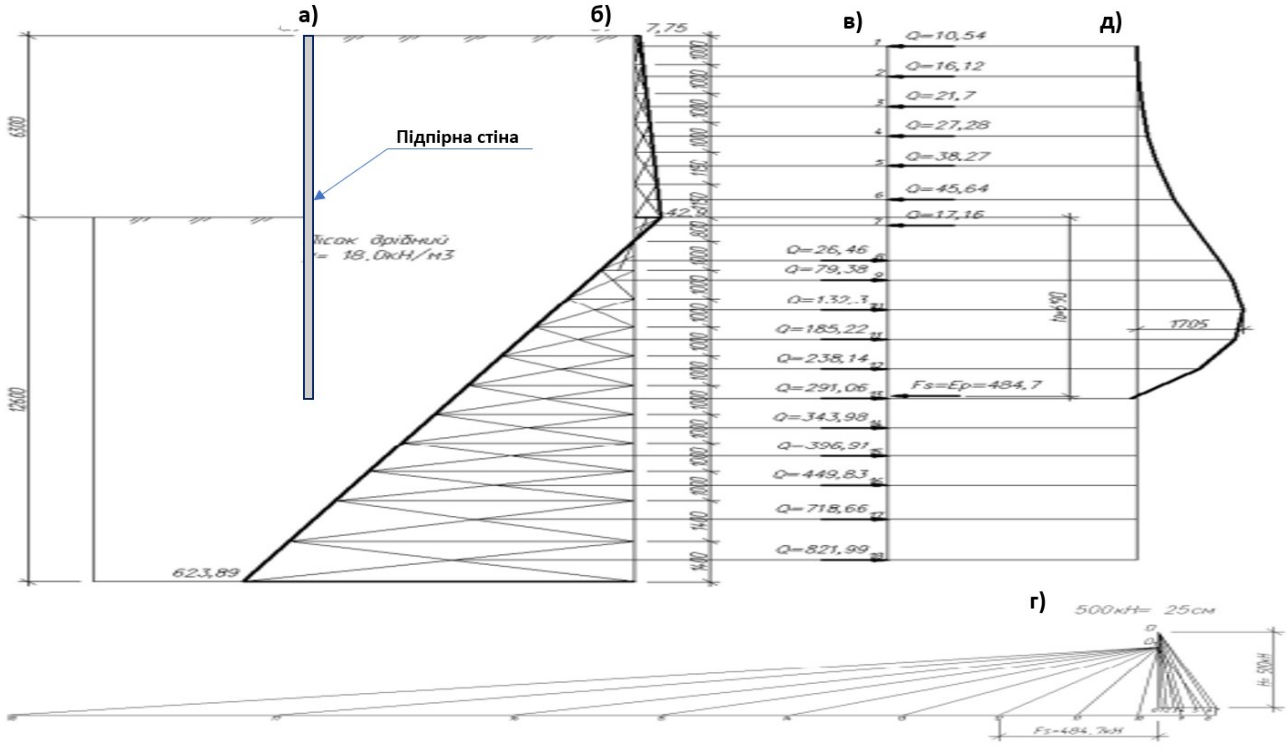


Рисунок 1.11. До визначення зусиль у гнучкій підпірній стіні:

а) – розрахункова схема; б) – результуюча епюра навантаження на стіну;

в) – еквівалентна система зосереджених сил; г) – силовий багатокутник;

д) – епюра згинальних моментів

Полюс силового багатокутника (О) зручно приймати на одній вертикалі з початком першої сили; полюсну відстань (Н) не слід вибирати надмірно великою, оскільки при цьому зменшується кривизна мотузкового багатокутника і, в результаті, знижується точність розрахунку. Напрямок замикальної лінії мотузкового багатокутника визначається першим його променем, продовженим до перетину з останнім променем. Отримана фігура являє собою у певному масштабі епюру згинальних моментів у стінці. Значення моментів дорівнюють добутку полюсної відстані в масштабі сил на відповідні ординати замкненого мотузкового багатокутника в масштабі довжин:

$$M_{max} = H \cdot y_{max} \tag{1.9}$$

Відповідно до прийнятої розрахункової схеми, точка прикладання сил E'_p і, отже, нижня межа діючої епюри пасивного тиску ґрунту зліва знаходяться в місці перетину мотузкового багатокутника із замикальною лінією на відстані (t) від поверхні ґрунту перед стінкою. Повна мінімально необхідна глибина закладання стінки в ґрунті визначається як:

$$h_t = h_{t0} + \Delta h_t \tag{1.10}$$

де: Δh_t — довжина ділянки стінки, необхідна для реалізації зворотного відпору:

$$\Delta h_t = \frac{E'_p}{2\overline{q}(\lambda_p - \lambda_a)} \tag{1.11}$$

тут $\overline{q} = \sum_1^i \gamma_1 h_1$ — вертикальне навантаження на рівні прикладання сили E'_p (де h_i — потужність шару ґрунту з питомою вагою γ_i). При практичних розрахунках із достатньою точністю можна приймати $h_t = 1{,}1 h_{t0}$.

Оскільки гнучкі підпірні стіни мають досить значну податливість, виникає необхідність у визначенні зміщення їхнього верху u_x, яке можна представити як суму трьох доданків, згідно [16]:

$$u_{max} = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \tag{1.12}$$

де Δ_1 — прогин стінки на ділянці вільної висоти довжиною h, що розглядається як консольна балка; Δ_2 — зміщення перерізу стінки, віддаленого від поверхні ґрунту на відстань h; Δ_3 — зміщення, що утворюється внаслідок повороту цього перерізу.

Розглядаючи заглиблену ділянку стінки як жорстку балку, отримуємо:

$$u_{max} = \Delta_1 + \frac{12}{C_s h_t^2}\left[M\left(2 + \frac{3h}{h_t}\right) + Q\left(\frac{3h_t}{2} + 2h\right)\right] \quad (1.13)$$

де M та Q — відповідно згинальний момент та перерізувальна сила у перерізі стінки, віддаленому на глибину h від поверхні ґрунту; C_s — коефіцієнт жорсткості основи на рівні низу стінки. Розрахункова схема до визначення деформацій гнучкої підпірної стіни наведена на рис. 1.12.

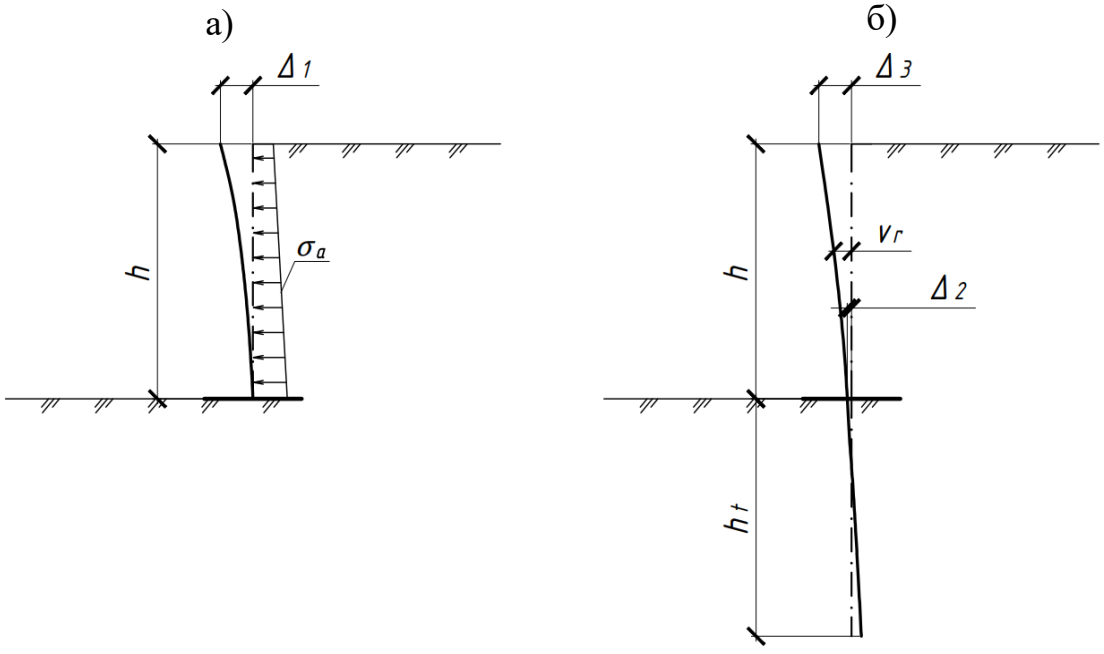


Рисунок 1.12. Розрахункова схема до визначення деформацій безанкерної стінки

Прогин Δ_1 при відомій жорсткості стінки EI обчислюється як:

$$\Delta_1 = \frac{h^4}{120EI}\left(\sigma_{a1} + \sigma_{a2}\right) \quad (1.14)$$

де σ_{a1} та σ_{a2}— верхня та нижня ординати епюри навантаження на ділянці вільної висоти.

1.4 Взаємодія утримуючих споруд із ґрунтовою основою з урахуванням просторової жорсткості

Одним із ключових аспектів є забезпечення необхідної просторової жорсткості системи, яка інтегрує роботу окремих елементів у єдину схему. Нижче наведено основні фактори, що впливають на сумісну роботу підпірних стін та ґрунтового середовища з урахуванням просторової жорсткості:

- Ґрунтові умови. В роботах Kim [58], Jia [69] та Liu [94] виділено властивості ґрунтового середовища як домінуючу групу факторів. Окрім того, що кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення визначають величину активного та пасивного тиску, дослідження показали, що ґрунтове середовище може бути неоднорідним у просторі і параметри його жорсткості та міцності варіюються як по вертикалі, так і по горизонталі вздовж стіни, що в свою чергу спричиняє нерівномірні переміщення по довжині стіни, які не можуть бути враховані в плоскій постановці.

- Вплив геометрії котловану. Дослідження Finno [81] та Hsiung [86] довели, що при відношенні довжини підпірної стіни до глибини розробки котловану $L/H > 6$ результати плоскої та просторової задач збігаються. При $L/H < 6$ просторова жорсткість суттєво перевищує плоску, а переміщення отримані з використанням тривимірної моделі значно менші. В роботі Hsieh [85] введено поняття концепії «зон впливу» - зміни напружено-деформованого стану підпірної стіни, залежно від геометрії котловану. Переміщення стіни поблизу кутів котловану становлять лише 20–60% від переміщень у центральній зоні.

- Жорсткість стіни та її анізотропія. В роботі Law [90] встановлено, що гнучкі підпірні стіни мають різні жорсткості у вертикальному та горизонтальному напрямках (анізотропія жорсткості). У центральній зоні довгої стіни деформації мало залежать від цієї анізотропії, проте поблизу кутів вплив стає суттєвим: ізотропна модель значно занижує переміщення порівняно з анізотропною. Дослідження Li [62] підтверджують, що кутові зони підпірної стіни діють як просторові жорсткі опори. Це суттєво впливає на деформації підпірної стіни та оточуючої забудови.

- Жорсткість системи кріплення. В роботі Goh [59] показано, що жорсткіша система кріплення наближає просторову поведінку до плоскодеформованої, оскільки зменшує абсолютні значення переміщень. Відстань між рівнями кріплення та їх кількість визначають розподіл бічних зусиль по висоті стіни у просторі.

1.5 Числові методи розрахунку підпірних стін

Аналітичні методи розрахунку базуються на спрощеному визначенні зусиль від навантажень, що діють з боку ґрунтового масиву. При такому підході епюра тиску ґрунту на підпірні стіни має лінійний характер і розраховується виключно на основі питомої ваги інженерно-геологічних елементів. Головним спрощенням класичних аналітичних методів є розрахунок зусиль у конструкціях без урахування їхніх жорсткісних характеристик, що унеможливлює оцінку впливу просторової жорсткості споруди на реальний перерозподіл тиску. Через ці обмеження використання аналітичних підходів для проектування сучасних заглиблених споруд є недостатнім. Натомість проектування протизсувних утримуючих конструкцій є нестандартною геотехнічною задачею, яка вимагає врахування просторового характеру деформування та жорсткості всієї системи. Її коректне вирішення потребує переходу до числового моделювання.

Одним з основних та найпоширеніших методів числового розв’язання задач механіки суцільного середовища в геотехніці є метод скінченних елементів (МСЕ). Для вирішення задач геотехніки одними з перших цей метод використаний такими вченими, як C.S. Desai [74], P. Vermeer [114], R. De Borst [73], Z. Mros [96] та ін.

Суть цього методу полягає у рішенні граничної задачі, тобто суцільне середовище з нескінченною кількістю ступенів свободи апроксимується сукупністю скінченних елементів, що пов’язані між собою у вузлових точках, і мають скінченну кількість ступенів свободи.

Для вирішення геотехнічних завдань у сучасному будівництві та проектуванні (таких як розрахунок основ фундаментів, стійкості схилів, котлованів, підпірних стін, тунелів та взаємодії споруд із ґрунтовим масивом) використовують спеціалізовані

програмні комплекси, такі як: PLAXIS, MIDAS GTS NX, Rocscience, GeoStudio, а також комплекси загального будівельного спрямування з геотехнічними модулями (ЛІРА-САПР, SCAD Office, Ansys, Abaqus) тощо.

У дисертаційній роботі для числових розрахунків використовувався програмний комплекс PLAXIS у 2D та 3D версіях, що надає змогу оцінити відповідно плоский та просторовий напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі».

Розрахунок у PLAXIS виконується за єдиною схемою для 2D та 3D версій. Відмінність полягає лише у типах елементів, функціях форм та параметрах чисельного інтегрування [65]. В табл. 1.1 наведені основні кроки від дискретизації геометрії до отримання напружень і переміщень.

Таблиця 1.1. Алгоритм розрахунку в ПК PLAXIS

Крок	Назва	Зміст
Крок 1	Дискретизація на елементи	Геометрія розбивається на скінченні елементи. Кожен вузол має ступені вільності (переміщення u_x, u_y, u_z).
Крок 2	Функції форм N	Поле переміщень всередині елемента апроксимується через вузлові значення.
Крок 3	Матриця інтерполяції деформацій B	Деформації отримуються шляхом диференціювання функцій форм.
Крок 4	Матриця жорсткості K	Формується чисельним інтегруванням по об'єму елемента.
Крок 5	Розв'язання системи	$K \cdot \Delta\nu = f_{ex} - f_{in} \rightarrow$ переміщення ν.
Крок 6	Деформації та напруження	$\varepsilon = B \cdot \nu \rightarrow \sigma = D^e \cdot (\varepsilon - \varepsilon^p)$.
Крок 7	Перевірка збіжності	Ітерації до задоволення умови рівноваги $e \leq e_{tol}$

При числовому рішенні задачі методом скінченних елементів шуканими змінними є переміщення вузлів скінченно-елементної сітки. Після визначення переміщень вузлів елементів визначаються деформації, з використанням визначаючих співвідношень (ці співвідношення залежать від моделі деформування ґрунтового середовища, що описані нижче), напруження у внутрішніх точках елемента.

Суцільне середовище розбивається на елементи. Поле переміщень усередині кожного елемента апроксимується через вузлові значення за допомогою матриці функцій форм N:

$$\underline{u} = \underline{\underline{N}} \cdot \underline{v} \tag{1.15}$$

де $\underline{u}$ — вектор переміщень у довільній точці елемента, $\underline{\underline{N}}$ — матриця функцій форм, $\underline{v}$ — вектор вузлових переміщень. Функції форм N_i рівні одиниці у вузлі i та нулю в інших вузлах.

PLAXIS використовує ізопараметричні елементи, для яких функції форм задаються в локальних координатах (ξ, η, ζ). Це спрощує чисельне інтегрування та дозволяє використовувати елементи вищого порядку, див. табл. 1.2.

Таблиця 1.2. Елементи для моделювання ґрунтового середовища

Постановка	Елемент	Локальні координати	Порядок інтерполяції	Точки Гаусса
Плоска (PLAXIS 2D)	15-вузловий трикутник	ξ, η (ζ = 1−ξ−η)	4-й	12
Просторова (PLAXIS 3D)	10-вузловий тетраедр	ξ, η, ζ	2-й (квадратична)	4

Для моделювання ґрунтового масиву в плоскій постановці в якості базового скінченного елементу використовується 15-вузловий скінчений елемент у вигляді трикутника. Він забезпечує проведення інтерполяції четвертого порядку для переміщень, а чисельне інтегрування включає дванадцять точок Гаусса (точок інтегрування).

Для моделювання ґрунтового масиву в просторовій постановці використовуються 10-вузлові елементи у вигляді тетраедра. Цей тип елементів забезпечує інтерполяцію переміщень другого порядку, чисельне інтегрування включає чотири точки Гаусса (точки інтегрування). Принципові схеми скінченних елементів наведені на рисунку 1.13. Опис скінченного елементу виконується фунцією-поліномом, що визначає переміщення точок в межах скінченного елемента через переміщення вузлів цього елемента.

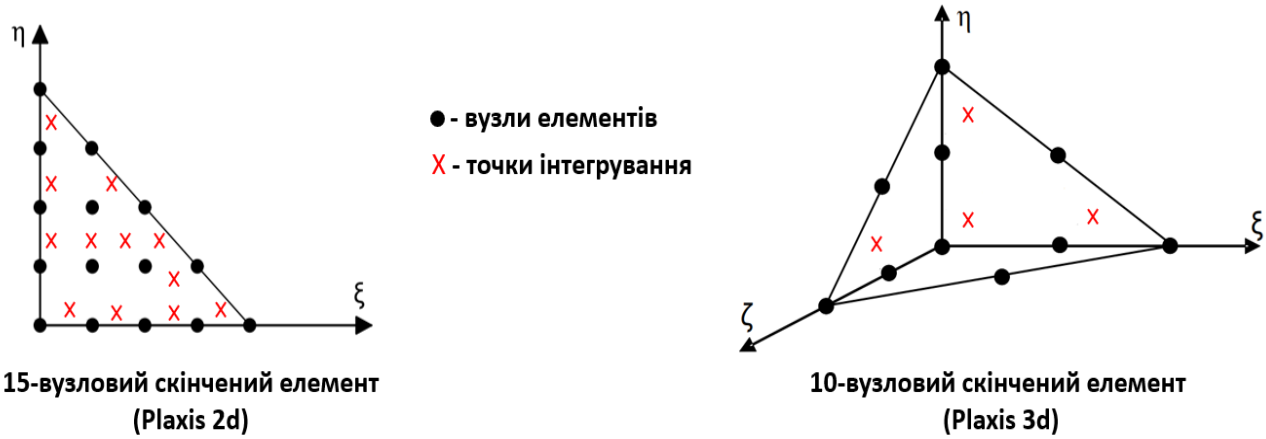


Рисунок 1.13. Схематичний вигляд 15-вузлового скінченного елемента (PLAXIS 2D) та 10-вузлового скінченного елемента (PLAXIS 3D)

Згідно [65] для двовимірного 15-вузлового елемента передбачено дві локальні координати ξ та η. Крім цього, використовується додаткова координата $\zeta = 1 - \xi - \eta$. Локальна нумерація вузлів показана на рис. 1.14, функції форми можна виразити наступним чином:

$$
\begin{aligned}
N_1 &= \zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2)(4\zeta - 3)/6 \\
N_2 &= \xi(4\xi - 1)(4\xi - 2)(4\xi - 3)/6 \\
N_3 &= \eta(4\eta - 1)(4\eta - 2)(4\eta - 3)/6 \\
N_4 &= 4\zeta\xi(4\zeta - 1)(4\xi - 1) \\
N_5 &= 4\xi\eta(4\xi - 1)(4\eta - 1) \\
N_6 &= 4\eta\zeta(4\eta - 1)(4\zeta - 1) \\
N_7 &= \xi\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) \cdot 8/3 \\
N_8 &= \zeta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) \cdot 8/3 \\
N_9 &= \eta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) \cdot 8/3 \\
N_{10} &= (4\eta - 1)(4\eta - 2) \cdot 8/3 \\
N_{11} &= \zeta\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) \cdot 8/3 \\
N_{12} &= \eta\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) \cdot 8/3 \\
N_{13} &= 32\eta\xi\zeta(4\zeta - 1) \\
N_{14} &= 32\eta\xi\zeta(4\xi - 1) \\
N_{15} &= 32\eta\xi\zeta(4\eta - 1)
\end{aligned}
\qquad (1.16)
$$

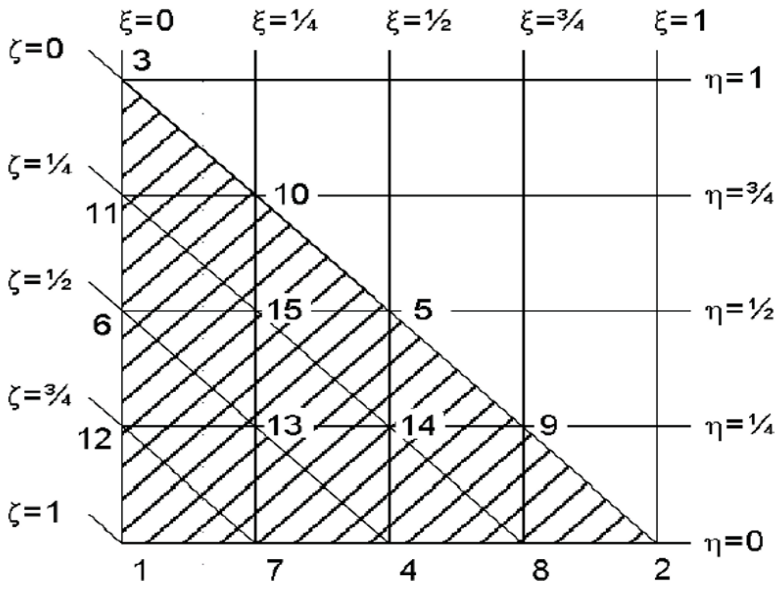


Рисунок 1.14. Локальна нумерація і розташування вузлів 15-вузлового елемента

Десяти вузлові тетраедральні елементи створюються в процесі побудови тривимірної сітки. Цей тип елементів забезпечує інтерполяцію переміщень другого порядку [65]. Для тетраедральних елементів передбачено три локальні координати (ξ, η та ζ). Функції форми Ni мають таку властивість: вони дорівнюють одиниці у вузлі i та 0 в інших вузлах. Функції форми цих 10-вузлових об'ємних елементів можуть бути виражені таким чином (див. локальну нумерацію вузлів на рис. 1.15):

$$
\begin{aligned}
N_1 &= (1-\xi-\eta-\zeta)(1-2\xi-2\eta-2\zeta)\\
N_2 &= \zeta(2\zeta-1)\\
N_3 &= \xi(2\xi-1)\\
N_4 &= \eta(2\eta-1)\\
N_5 &= 4\zeta(1-\xi-\eta-\zeta)\\
N_6 &= 4\xi\zeta\\
N_7 &= 4\xi(1-\xi-\eta-\zeta)\\
N_8 &= 4\eta(1-\xi-\eta-\zeta)\\
N_9 &= 4\eta\zeta\\
N_{10} &= 4\xi\eta
\end{aligned}
\qquad (1.17)
$$

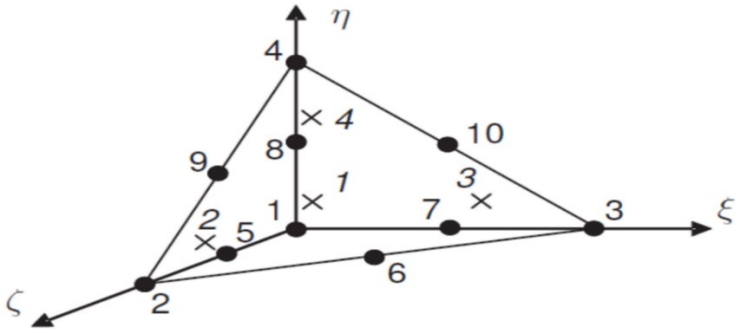


Рисунок 1.15. Локальна нумерація і розташування вузлів 10-вузлового елемента

Ґрунтові елементи мають по три ступені свободи у вузлі: u_x, u_y та u_z. Матриця функцій форми Ni може бути записана у вигляді:

$$\underline{\underline{N_i}} = \begin{bmatrix} N_i & 0 & 0 \\ 0 & N_i & 0 \\ 0 & 0 & N_i \end{bmatrix} \tag{1.18}$$

Вектор вузлового переміщення $\underline{v}$ дорівнює:

$$\underline{v} = [v_{ix} \quad v_{iy} \quad v_{iz}]^T \tag{1.19}$$

де v_i – компоненти переміщення у вузлі

Деформації в елементі отримуються шляхом диференціювання поля переміщень за допомогою кінематичного оператора L:

$$\varepsilon = \underline{\underline{L}} \cdot \underline{\underline{N}} \cdot \underline{v} = \underline{\underline{B}} \cdot \underline{v} \tag{1.20}$$

Матриця B містить просторові похідні функцій форм. Для просторової постановки:

$$\underline{\underline{B_i}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \tag{1.21}$$

Декартові компоненти можуть бути обчислені шляхом додавання:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \sum_i \underline{\underline{B_i}} \begin{bmatrix} v_{ix} \\ v_{iy} \\ v_{iz} \end{bmatrix} \tag{1.22}$$

Матриця жорсткості K^e формується інтегруванням по об'єму елемента відповідно до принципу віртуальних робіт:

$$\underline{\underline{K}}^e = \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{B}} dV \tag{1.23}$$

де D^e — матриця пружного матеріалу (закон Гука), B — матриця інтерполяції деформацій, dV — елемент об'єму

Фактично, матриця жорсткості елемента складається з підматриць K_{ij}^e, де i та j є локальними вузлами. Оскільки матриця B є функцією локальних координат, матриця жорсткості обчислюється чисельним інтегруванням. Для k-ї точки Гаусса:

$$K_{ij}^e = \sum_k \underline{\underline{B_i}}^T \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{B_j}} j w_k \tag{1.24}$$

де j — детермінант Якобіана, w_k — ваговий коефіцієнт точки Гаусса.

Умова рівноваги у дискретизованій формі отримується застосуванням методу Гальоркіна (принцип віртуальних робіт):

$$\delta v^T \int \underline{\underline{B}}^T \Delta \underline{\sigma} \, dV = \delta v^T \int \underline{\underline{N^T b^i}} \, dV + \delta v^T \int \underline{\underline{N}}^T \underline{t}^i \, dS - \delta v^T \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\sigma}^{i-1} \, dV \tag{1.25}$$

де перші два члени у правій частині — вектор зовнішніх сил f_{ex}, а останній — вектор внутрішніх реакцій f_{in} з попереднього кроку. Загальний ітераційний процес можна виразити наступним рівнянням:

$$\underline{\underline{K}}^i \Delta \underline{v}^i = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^{i-1} \tag{1.26}$$

де K^i — глобальна матриця жорсткості, Δv — вектор приросту вузлових переміщень. Оскільки зв'язок σ-ε нелінійний, необхідні ітерації.

Розвиток напруженого стану σ може бути розглянутий у вигляді ряду приростів:

$$\underline{\sigma}^{i} = \underline{\sigma}^{i-1} + \Delta\underline{\sigma}\,, \qquad \Delta\underline{\sigma} = \int \underline{\dot{\sigma}}\, dt \tag{1.27}$$

де: σ_i є фактичним напруженим станом, характеристики якого невідомі, а σ_{i-1} – попередній напружений стан з відомими характеристиками.

Приріст напружень можна також визначити з приросту деформацій з урахуванням пластичних деформацій:

$$\Delta\underline{\sigma} = \underline{\underline{D}}^{e}\left(\Delta\underline{\varepsilon} - \Delta\underline{\varepsilon}^{p}\right) \tag{1.28}$$

Для пружної поведінки матеріалу припущення пластичних деформацій $\Delta\varepsilon^p$ дорівнює 0. Для пружної поведінки матеріалу рівняння отриманих пластичних деформацій може бути записано в наступному вигляді:

$$\Delta\underline{\varepsilon}^{p} = \Delta\lambda\left[(1-\omega)\left(\frac{\partial g}{\partial\underline{\sigma}}\right)^{i-1} + \omega\left(\frac{\partial g}{\partial\underline{\sigma}}\right)^{i}\right] \tag{1.29}$$

В цьому рівнянні $\Delta\lambda$ є приростом пластичного множника, а ω – параметром, що визначає тип інтегрування за часом. При $\omega = 0$ інтегрування називається явним, а при $\omega = 1$ – неявним.

P. Vermeer [113] показав, що використання неявного інтегрування (ω = 1) має деякі важливі переваги, так як це дозволяє позбутися від необхідності корекції напруги в залежності від поверхні текучості у разі зміни поведінки матеріалу від пружного до пружно-пластичного. Таким чином, при $\omega = 1$ рівняння (1.29) набуває наступного вигляду:

$$\Delta\underline{\varepsilon}^{p} = \Delta\lambda\left(\frac{\partial g}{\partial\underline{\sigma}}\right)^{i} \tag{1.30}$$

Отже напружений стан можна виразити таким чином:

$$\underline{\sigma}^{i} = \underline{\sigma}^{tr} - \Delta\lambda\cdot\underline{\underline{D}}^{e}\left(\frac{\partial g}{\partial\underline{\sigma}}\right)^{i} \tag{1.31}$$

де $\Delta\lambda$ – приріст пластичного множника, σ^{tr} – "пробні" пружні напруження, що відповідають за суто пружну поведінку матеріалу:

$$\underline{\sigma}^{tr} = \underline{\sigma}^{i-1} + \underline{\underline{D}}^{e} \cdot \Delta\,\underline{\varepsilon} \tag{1.32}$$

Перевіряється функція текучості f($\underline{\sigma}^{tr}$). Якщо f ≤ 0 — поведінка пружна, $\sigma^{i} = \sigma^{tr}$. Якщо f > 0 — необхідна пластична корекція. Для ідеально пластичних та лінійно зміцнюючих моделей приріст пластичного множника визначається за формулою:

$$\Delta\lambda = \frac{f\left(\underline{\sigma}^{tr}\right)}{d + h} \tag{1.33}$$

Де: h позначає параметр зміцнення, який дорівнює нулю для ідеально пластичних моделей і є постійною величиною для лінійно зміцнюваних моделей. Показник d шуканий за формулою:

$$d = \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}\right)^{\underline{\sigma}^{tr}} \cdot \underline{\underline{D}}^{e} \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}\right)^{i} \tag{1.34}$$

В останньому випадку новий напружений стан може бути виражений в наступному вигляді:

$$\sigma^{i} = \underline{\sigma}^{tr} - \frac{\langle f\left(\underline{\sigma}^{tr}\right)\rangle}{d + h} \cdot \underline{\underline{D}}^{e} \cdot \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \tag{1.35}$$

Де: g — функція пластичного потенціалу, $\partial g/\partial\sigma$ — напрямок приросту пластичних деформацій. Дужки ⟨⟩ — дужки Мак-Коллі.

Неявна схема (ω = 1) не потребує корекції напружень при переході з пружної до пружно-пластичної поведінки. Матриця $\partial\varepsilon/\partial\sigma$ є симетричною та позитивно визначеною, що забезпечує стійкість ітерацій.

Зважаючи на формулювання 1.33 та 1.34 важливим фактором при числовому моделюванні напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» є вибір коректної моделі ґрунтового середовища для максимального відтворення реального напружено-деформованого стану.

1.6 Моделі ґрунтового середовища

Перелік та загальні відмінності моделей ґрунтового середовища наведені у працях Ю.Л. Винникова [17], R.B.J. Brinkgreve [52], Kok Sien [60], W.-F. Chen [69]. Моделі ґрунтового середовища поділяють в першу чергу за ознакою: входить чи ні в їх рівняння час. Моделі, що враховують часові ефекти, називають реологічними чи t - моделями. Їх отримують із статичних шляхом додаванням в'язкості. Модель дискретного середовища статично описує взаємодію окремих часточок з урахуванням фізичного виду зв'язків між ними. Континуальні моделі розглядають напруження і деформації нескінченно малих об'ємів, і базуються на гіпотезі безперервності середовища.

Континуальні моделі ґрунтового середовища в свою чергу поділяють на: моделі лінійно-деформованого середовища, нелінійно-пружні, теорії граничної рівноваги та ті, що базуються на концепції критичного стану ґрунту, моделі пружно-пластичного середовища і моделі, що базуються на теорії пластичної течії.

На сьогоднішній час розроблено досить велику кількість різних умов міцності для опису поведінки глинистих та піщаних ґрунтів та реалізовано їх у відповідних моделях ґрунтового середовища. Проте, не зважаючи на велике різноманіття моделей ґрунтового середовища, більшість з них не часто використовується на практиці, через наявність великої кількості незалежних вхідних параметрів, які в свою чергу потребують проведення різноманітних додаткових випробувань ґрунтів, що в свою чергу не завжди є можливим.

Найбільш поширеними в наш час є моделі: з критерієм міцності Кулона – Мора (MC), Hardening Soil Model (HSM), HS-Small, Cam-Clay, Cap-Model, Мізеса-Губера. Перераховані моделі реалізовані в різних розрахункових комплексах та використовуються в нелінійній механіці, при числовому рішенні задач. Для проведення подальших розрахунків з використанням методу числового моделювання було оглянуто наступні моделі ґрунту: модель Кулона-Мора, Hardening Soil Model (HSM) та Hardening Soil Model Small Strain (HS-small).

1.6.1 Пружно-ідеально-пластична модель з критерієм міцності Кулона-Мора

Найпоширенішою моделлю ґрунтового середовища є пружно-ідеально-пластична модель з критерієм міцності Кулона-Мора. Ця модель складається з двох компонент: закону Гука та умови міцності Кулона-Мора.

Закон Гука відображає лінійну залежність між пружними деформаціями та напруженнями:

$$\sigma = \varepsilon \cdot \mathrm{E} \tag{1.36}$$

де σ – напруження, ε - відносна деформація, E – модуль пружності.

Умова міцності Кулона-Мора була сформована Ш. Кулоном, з урахуванням уявлення Мора про напружене середовище. Закон Кулона має такий вигляд:

$$sin\ \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot ctg\ \varphi} \tag{1.37}$$

де σ_1 та σ_3 – головні напруження, c – питоме зчеплення, φ – кут внутрішнього тертя. З виразу (1.37) видно, що величина головного проміжного тиску σ_2 не входить в цей вираз, і відповідно не впливає на міцність ґрунту. Також, за результатами випробувань ґрунту окреслення поверхні міцності в меридіальній площині не є прямою, а має кривизну, що залежить від гідростатичного тиску.

Якщо виразити умову міцності через октаедричні нормальні та дотичні напруження отримаємо закон Кулона-Мора, що для зв'язних ґрунтів має вигляд:

$$\tau = \sigma \cdot tg\varphi + c \tag{1.38}$$

де c – питоме зчеплення, параметр, що відповідає міцності ґрунту при нульовому значенні нормальних напружень на площадці зсуву, σ – нейтральне нормальне напруження, на площадці зрізу, φ – кут внутрішнього тертя.

В лабораторних умовах характеристики ґрунту для розрахунків з використанням моделі з критерієм міцності Кулона-Мора визначають за допомогою випробувань ґрунту на прямий зріз згідно ДСТУ [25].

Параметри c та φ – це математичні параметри для побудови експериментальної прямої. На рис. 1.16 показана умова міцності Кулона-Мора для зв'язних ґрунтів, де графічно видно, як визначаються параметри міцності згідно випробувань. Для визначення характеристик міцності сипучих ґрунтів достатньо виконати одне випробування і побудувати одне коло напружень Мора. Дотична в такому випадку проводиться через початок координат. Для глинистих ґрунтів необхідно виконати мінімум два випробування і побудувати дотичну до отриманих кіл напружень.

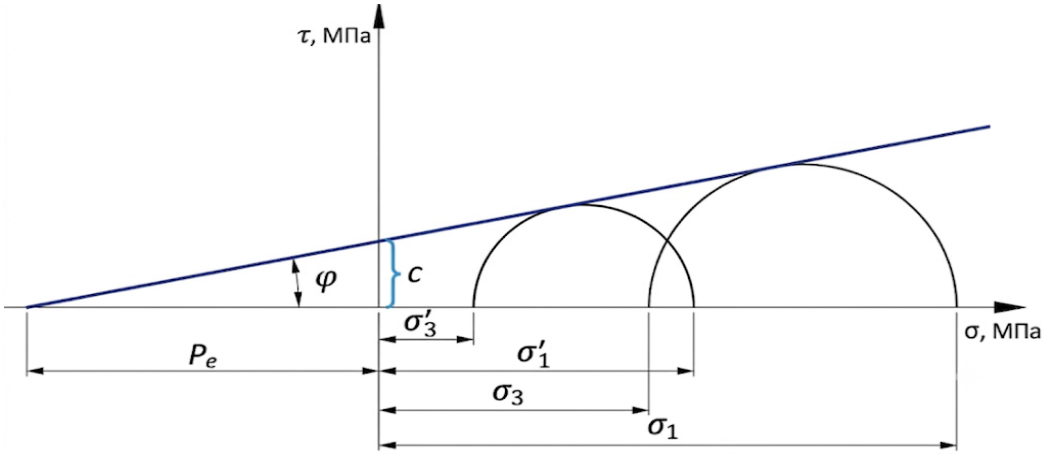


Рисунок 1.16. Кола Мора для визначення характеристик міцності ґрунтів.

Таким чином аналітично можна визначити значення кута внутрішнього тертя φ та питомого зчеплення c:

$$sin\,\varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1' - \sigma_3')}{(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma_1' + \sigma_3')} \tag{1.39}$$

$$c = \frac{\sigma_1\, tg^2\left(45 - {}^{\varphi}/_{2}\right) - \sigma_3}{2tg\left(45 - {}^{\varphi}/_{2}\right)} \tag{1.40}$$

Зазначена модель враховує пружну роботу ґрунту при малих деформаціях, низьку жорсткість матеріалу та пружне розвантаження. Також особливістю цієї моделі є те, що поверхня текучості є постійною в просторі. Для даної моделі модуль деформації E та коефіцієнт Пуассона v – сталі для відповідного ґрунту. Часто саме модель Кулона-Мора використовується для розрахунку стійкості схилів, утримуючих конструкцій підпірних стін. Числове моделювання підпірних стін повинно включати в себе історію навантаження. Повний приріст деформацій

складається з пружних і пластичних і в диференційній формі виглядає наступним чином:

$$\mathrm{d}\varepsilon_{ij} = \mathrm{d}\varepsilon_{ij}^{e} + \mathrm{d}\varepsilon_{ij}^{p} \tag{1.41}$$

Функція текучості *f* задається рівнянням.

$$f = (\sigma_1' - \sigma_3') - (\sigma_1' + \sigma_3')sin\varphi' \tag{1.42}$$

Потенціал пластичності *g* задається рівнянням:

$$\mathrm{g} = (\sigma_1' - \sigma_3') - (\sigma_1' + \sigma_3')sin\psi \tag{1.43}$$

Поверхня текучості (рис. 1.17) одночасно розглядається як потенційна поверхня навантаження (*g*= *f*), з використанням асоційованого закону пластичної течії. Поверхня текучості задається за допомогою шістьох функцій і в просторі головних напружень має форму піраміди, в основі якої неправильний гексаедр.

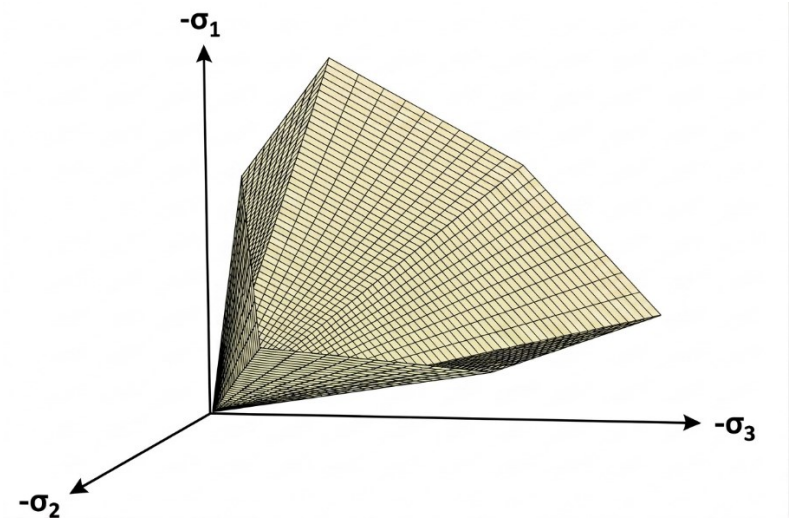


Рисунок 1.17. Поверхня текучості моделі з критерієм міцності Кулона-Мора в просторі головних напружень

1.6.2 Модель зміцнюваного ґрунту «Hardening Soil Model»

На противагу ідеальній пружно-ідеально-пластичній моделі ґрунту, поверхня текучості для Hardening-Soil Model, не зафіксована в просторі, і може розширюватись за рахунок пластичних деформацій. Відмінність існує між двома головними типами ущільнення, а саме між зсувним та компресійним. Зсувне ущільнення (зміцнення) незворотних деформацій від первинного девіаторного навантаження. Компресійне ущільнення використовується для моделювання незворотних пластичних

деформацій від первинного одометричного навантаження та від ізотропного навантаження. Обидва типи ущільнення включені в дану модель.

Модель Hardening Soil Model – вдосконалена модель для моделювання взаємодії між різними типами ґрунтів [106]. Під дією первинного девіаторного навантаження спостерігається зниження жорсткості і одночасно виникають незворотні пластичні деформації. У випадку тривісних дренованих випробувань залежність між осьовими деформаціями і девіатором напружень може бути апроксимована за допомогою гіперболи. Ця залежність вперше була сформульована Kondner [91] і згодом використана в гіперболічній моделі Duncan-Chang [77].

На сьогоднішній день модель зі змінними деформативними характеристиками реалізована в поширених розрахункових комплексах. По-перше, теорія пластичності краще описує поведінку ґрунтів ніж пружна теорія. По-друге – ця модель включає дилатансію і по-третє поверхня текучості має шатрову форму. Головна особливість представленої моделі це – залежність напружень від жорсткості ґрунтової основи. Для опису залежності між напруженнями і деформаціями при одометричних випробуваннях описана модель використовує наступну залежність:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref}\left(\sigma \,/\, P^{ref}\right)^{m} \tag{1.44}$$

де m – показник степені для залежності рівня напружень від деформативності ґрунту, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ – модуль деформації за результатами одометричних випробувань при тиску σ_{m}, p_{ref} – природний тиск ґрунту.

Гіперболічна залежність для стандартного тривісного дренованого випробування.

Основною ідеєю для формулювання моделі зі змінними деформативними характеристиками є гіперболічна залежність між вертикальними деформаціями ε_1 та девіаторними напруженнями q, при первинному тривісному навантаженні. Поверхня текучості по результатам цих випробувань описується наступним виразом:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q \,/\, q_{\text{a}}}, \text{ при q<qf} \tag{1.45}$$

де q_a – асимптотичне девіаторне напруження для деформацій зсуву, q_f – граничне девіаторне напруження.

Ця залежність наведена на рис. 1.18. Параметр E_{50} – це обмеження напружень, що залежать від модуля деформації при первинному навантаженні:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma_3' \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{\text{ref}} \cdot \sin\varphi} \right)^m \tag{1.46}$$

де E_{50}^{ref} – модуль деформації ґрунту, що визначений при дії природного тиску p_{ref}, σ_3' – найменше головне напруження. Жорсткість залежить від напруження σ_3', яке обмежує тиск для тривісних випробувань, σ_3'– негативна величина при стиску. Залежність напружень задається показником m. Для глин – величина m має бути близько 1. Для моделювання роботи конструкцій в пісках, значення m=0,5 [64]. Для даної моделі величина m змінюється в межах від 0,5 до 1 в залежності від виду ґрунту [114].

Граничне девіаторне напруження q_f та значення q_a (рис. 1.18) визначаються наступним чином:

$$q_f = (c \cdot ctg\phi + \sigma_3^{'}) \cdot \frac{2 \cdot sin\,\phi\,'}{1 - sin\,\phi'} \tag{1.47}$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \tag{1.48}$$

Вищенаведені залежності для q_f виведені з критерію міцності Кулона-Мора, який включає в себе міцнісні параметри c та φ. При $q = q_f$, критерій міцності задовольняє ідеальній пластичності, що описується за допомогою моделі з критерієм міцності Кулона-Мора. Співвідношення між q_a та q_f задаються за допомогою величини R_f , яка має бути менша за 1. Величина R_f=0,9, згідно рекомендацій [64].

Для траєкторії розвантаження-повторного навантаження використовується інший модуль деформації E_{ur}:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot cos\,\varphi - \sigma_3' \, sin\,\varphi}{c \cdot cos\,\varphi + p^{ref} \cdot sin\,\varphi} \right)^m \tag{1.49}$$

де $E_{\mathrm{ur}}^{\mathrm{ref}}$ – модуль деформації для траєкторії розвантаження-повторного навантаження при природному тиску p_{ref}.

У більшості випадків $E_{\mathrm{ur}} \approx 3E_{50}$, відповідно до доповіді Свена Мюлера співвідношення між E_{ur} та E_{50} можуть змінюватись від 2 до 5 в залежності від коефіцієнта пористості. Для щільних ґрунтів: $E_{\mathrm{ur}} \approx 2E_{50}$, для пухких: $E_{\mathrm{ur}} \approx 5E_{50}$. В цій доповіді наведені наступні залежності: при e_0=0.81, E_{ur}/E_{50}=4.8, при e_0=0.56, E_{ur}/E_{50}=2,7.

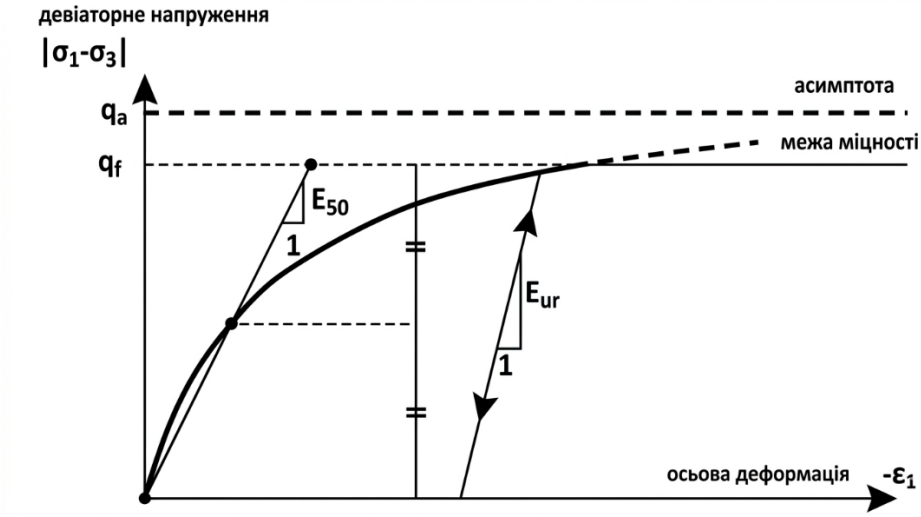


Рисунок 1.18. Гіперболічна залежність між напруженнями та деформаціями для стандартного дренованого тривісного випробування

За допомогою інтерполяції та екстраполяції були прийняті значення для E_{ur} при числовому моделюванні натурних випробувань пари паль на горизонтальне навантаження.

Апроксимація гіперболи для Hardening Soil Model

Тривісні випробування ґрунту виконуються в приладі тривісного стиску (стабілометрі), таким чином головні напруження σ_2'=σ_3', а σ_1' – основне компресійне напруження. Більше того, передбачається, що $q<q_f$, що наведено на рис. 1.18. Позитивним є те, що гіперболічна залежність між напруженнями та деформаціями отримана при числовому моделюванні добре кореспондується з результатами тривісних випробувань [107].

Розглянемо визначення пластичних деформацій. Функція текучості має такий вигляд:

$$f = \overline{f} - \gamma^p \tag{1.50}$$

де $\overline{f}$ - функція напружень, γ^{p} – функція пластичних деформацій:

$$\overline{f} = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}}, \qquad \gamma^p = -\left(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p\right) \approx -2\varepsilon_1^P \tag{1.51}$$

де параметри q, q_a, E_{50} та E_{ur} визначаються за формулами (1.46) – (1.49), в той час як верхній індекс p вказує на те, що деформації пластичні. Для міцних ґрунтів, об'ємні пластичні деформації $\varepsilon_v^{\mathrm{p}}$ дуже малі, тому функція пластичних деформацій апроксимується наступним чином: $\gamma^{\mathrm{p}} \approx -2\varepsilon_1^{\mathrm{P}}$. Важливою ознакою коректності моделі є співпадіння функції напружень $\overline{f}$ з гіперболічним законом. Для цього розглядається первинне навантаження, що передбачає, що умова текучості $f = 0$. Для первинного навантаження $\overline{f} = \gamma^p$, звідси:

$$-\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2}\overline{f} = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{\mathrm{ur}}} \tag{1.52}$$

Модель враховує і пластичні і пружні деформації. Пластичні деформації розвиваються тільки при первинному навантаженні, а пружні розвиваються як при первинному навантаженні так і на етапі розвантаження-повторного завантаження. Для тривісних випробувань $\sigma_2=\sigma_3=constant$, модуль пружності E_{ur} залишається постійним, а пружні деформації визначаються наступним виразом:

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}}, \qquad -\varepsilon_2^e = -\varepsilon_2^e = -\nu_{ur}\frac{q}{E_{ur}} \tag{1.53}$$

де ν_{ur} – коефіцієнт Пуассона при розвантаженні-повторному навантаженні. Ці обмеження, використовуються для визначення деформацій, що розвиваються під час девіаторних навантажень, в той самий час, деформації, що розвиваються протягом першої стадії випробувань – не розглядаються. На першому етапі ізотропного стиснення (з консолідацією) зазначена модель передбачає повні значення пружних деформацій, що відповідає закону Гука, але ці деформації не включені у вираз (1.52).

На етапі девіаторного навантаження при тривісному випробуванні ґрунтів, осьові деформації включають в себе пружну та пластичну складові, що наведені у формулах (1.52) та (1.53) відповідно. Звідси, значення осьових деформацій:

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \tag{1.54}$$

Це співвідношення вірне, у випадку коли відсутні пластичні деформації об'єму, тобто, якщо $\varepsilon_v^p = 0$. В дійсності, об'ємні пластичні деформації попередньо ніколи не дорівнюватимуть нулю, але для міцних ґрунтів, ця складова деформацій дуже мала в порівнянні з осьовими деформаціями. Тому вираз (1.54) в цілому є точним. Таким чином зазначена модель показує гіперболічну криву залежності між деформаціями та напруженнями в умовах тривісних випробувань. При різних значеннях параметра зміцнення γ^p та при умові текучості $f = 0$ можна візуалізувати положення межі міцності. Параметр γ^p був визначений за допомогою виразу (1.51). Який включає в себе параметри E_{50} та E_{ur}, що визначені за формулами (1.46) та (1.49), і залежать від експоненти m. При значенні $m=1$, отримані прямі лінії, а при зниженні значення експоненти у лініях збільшується кривизна. На рис. 1.19 показане послідовна зміна положення межі міцності. Початкове значення $m=0.5$.

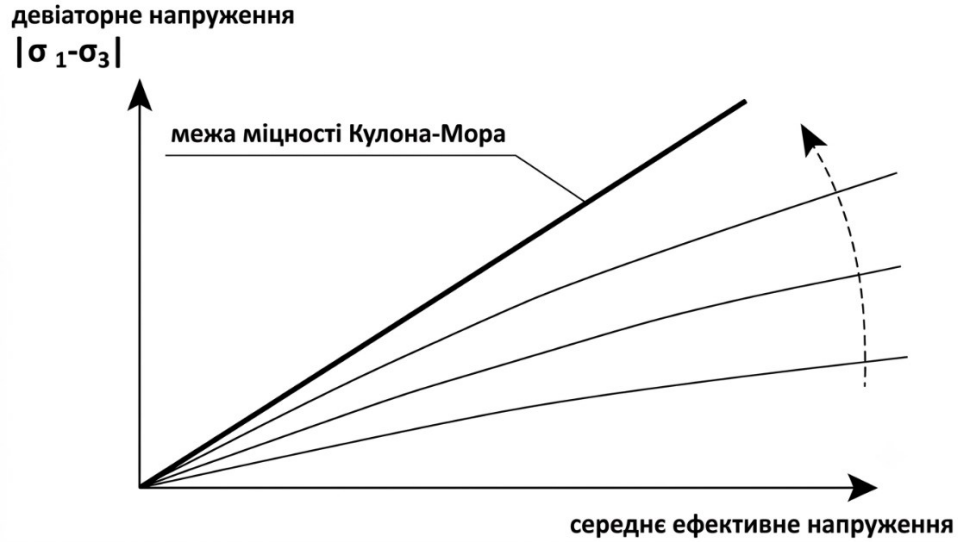


Рисунок 1.19. Послідовне положення межі міцності для різних значень постійної величини параметру зміцнення γ^p

Пластичні об'ємні деформації в умовах тривісного стиснення

Маючи уявлення про співвідношення для пластичних зсувних деформацій γ^p увага знову фокусується на пластичних деформаціях зміни об'єму. Так, всі пластичні моделі включають складові пластичних деформацій, а саме, співвідношення між $\dot{\gamma}^p$ та ε_v^p. Цей закон течії приймає лінійну форму:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = sin\,\psi_m \cdot \dot{\gamma}_p \tag{1.55}$$

Для даної моделі мобілізований кут дилатансії ψ_m визначається за допомогою наступного виразу:

$$sin\,\psi_m = \frac{sin\,\phi_m - sin\,\phi_{cv}}{1 - sin\,\phi_m \cdot sin\,\phi_{cv}} \tag{1.56}$$

де φ_{cv} – кут внутрішнього тертя ґрунту, що відповідає критичному стану і це – постійна величина, яка залежить від щільності; φ_m – мобілізований кут внутрішнього тертя:

$$sin\,\phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c \cdot ctg\phi} \tag{1.57}$$

Вище наведений вираз напружено-дилатансійної теорії Rowe [103], що була пояснена Schanz та Vermeer у 1995р [114]. Суттєвою особливістю напружено-дилатансійної теорії є те, що при незначних напруженнях ($\varphi_m > \varphi_{cv}$), в той час як дилатансія має місце при великих значеннях напружень ($\varphi_m < \varphi_{cv}$). У випадку, коли мобілізований кут внутрішнього тертя дорівнює граничному куту внутрішнього тертя φ вираз (1.57) набуває наступної форми:

$$sin\,\psi = \frac{sin\,\phi - sin\,\phi_{cv}}{1 - sin\,\phi \cdot sin\,\phi_{cv}} \tag{1.58}$$

І відповідно:

$$sin\,\phi_{cv} = \frac{sin\,\phi - sin\,\psi}{1 - sin\,\phi \cdot sin\,\psi} \tag{1.59}$$

Тобто значення критичних значень кута внутрішнього тертя вираховуються з значень φ та ψ. Перевага моделі зі змінними деформативними характеристиками над

моделлю Кулона-Мора не тільки у використанні гіперболічної залежності між напруженнями та деформаціями замість дволінійної кривої, а також у контролі залежності рівня напружень. При використанні моделі з критерієм міцності Кулона-Мора, використовується фіксоване значення модуля деформації, хоча для ґрунтів ця жорсткість залежить від рівня напружень. Тобто необхідно оцінити рівень напружень у межах ґрунтового шару і використати їх для отримання відповідного значення модуля деформації. Хоча такий складний вибір вхідних параметрів для даної моделі не обов'язковий. Замість модуля деформації, що визначений для мінімального головного напруження $-\sigma'_3 = p^{\mathrm{ref}}$, можна прийняти p^{ref} =100кПа.

Вхідні параметри для моделі зі змінними деформативними характеристиками.

Деякі вхідні параметри для даної моделі, співпадають з параметрами моделі Кулона-Мора:

- c - питоме зчеплення, кПа;
- φ - кут внутрішнього тертя, град;
- ψ - кут дилатансії, град;
- E_{50} - модуль деформації, отриманий за результатами тривісних випробувань при половині граничного значення девіатора, МПа;
- E_{oed} - модуль деформації, отриманий за результатами одометричних випробувань, МПа;
- E_{ur} - модуль пружності, визначений за гілкою розвантаження, МПа;
- m - показник ступеня залежності рівня напружень від жорсткості;
- ν_{ur} - коефіцієнт Пуассона для розвантаження-повторного завантаження;
- P^{ref} - опорний всебічний тиск, має відповідати природному тиску ґрунту, кПа;
- K_0 - коефіцієнт бокового тиску ґрунту (початковий напружений стан), що для нормально консолідованих ґрунтів визначається як $K_0=1-\sin\varphi$;
- R_{f} - граничний коефіцієнт $R_{\mathrm{f}}=q_{\mathrm{f}}/q_{\mathrm{a}}$.

Інколи легше визначити зсувний модуль ніж вищеописаний модуль деформації. В межах теорії Гука про пружну залежність між E та G:

$$E = 2(1 + \nu) \cdot G \tag{1.60}$$

В дійсності модуль E_{ur} - це модуль пружності, і він може бути отриманий з залежності (1.60), що матиме вигляд:

$$E_{\text{ur}} = 2(1 + \nu_{\text{ur}}) \cdot G_{\text{ur}} \tag{1.61}$$

Але січний модуль E_{50} не працює в межах теорії пружності тому залежність (1.60) не може бути використана для визначення співвідношень між E_{50} та G_{50}.

Ця модель не має постійної залежності між модулем, що визначений в результаті тривісних випробувань E_{50}, та одометричним модулем деформації E_{oed}, що визначений при одновимірному стиску. Ці параметри мають бути введені незалежно.

Одометричний модуль деформації визначається наступним чином

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot cos\,\varphi - \sigma_1' \, sin\,\varphi}{c \cdot cos\,\varphi + p^{ref} \cdot sin\,\varphi} \right)^m \tag{1.62}$$

де, E_{oed} – дотичний модуль, як наведено на рис. 1.20. Використовуємо σ_1 а не σ_3 та розглядаємо первинне навантаження.

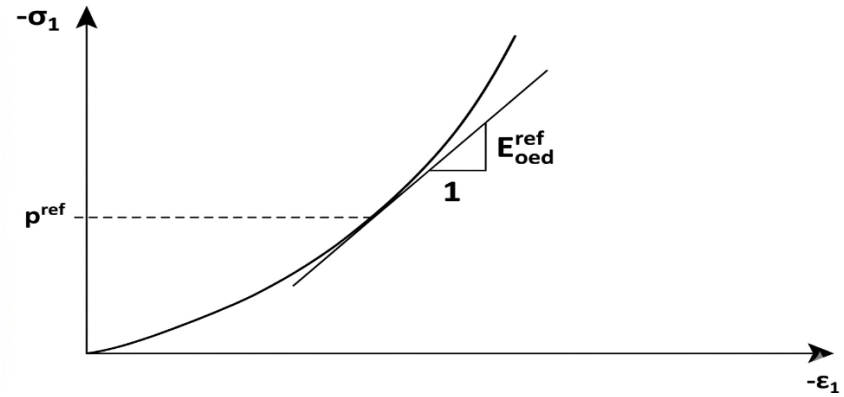


Рисунок 1.20. Визначення модуля E_{oed}^{ref} за результатами одометричних випробувань

Число Пуассона для гілки розвантаження-повторного навантаження можна приймати $\nu_{\text{ur}} = 0{,}2$. На противагу моделі Кулона-Мора, K_0 не просто функція від числа Пуассона, а окремий вхідний параметр. Для його визначення можна використати кореляцію $K_0 = 1 - sin\varphi$.

Обмеження дилатансії

Після зсуву, розущільнений матеріал знаходиться в стані критичної щільності, коли дилатансія наближається до завершення (рис. 1.21). Для того, щоб показати цю особливість поведінки ґрунту, необхідно задати коефіцієнти пористості: початковий, e_0 і максимальний, e_{max}.

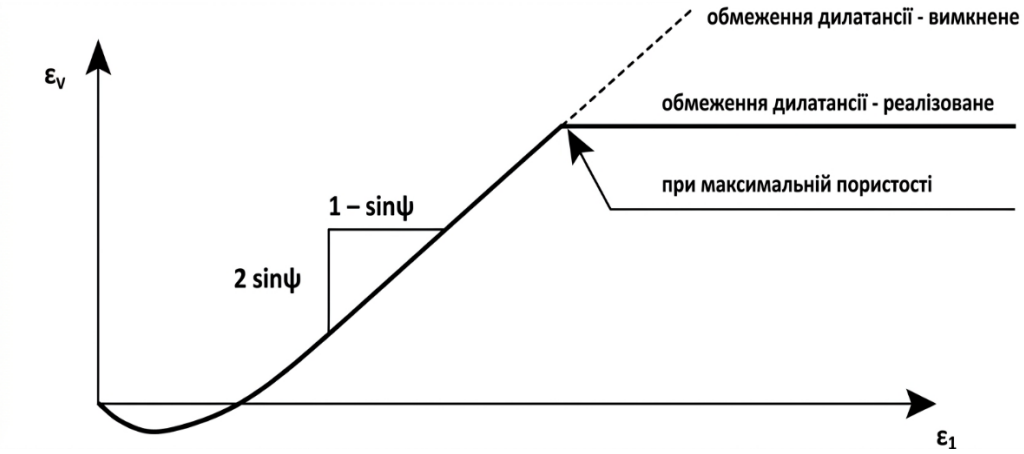


Рисунок 1.21. Крива деформацій за результатами стабілометричних випробувань, коли включається обмеження по дилатансії

Як тільки величина зміни об'єму відповідає максимальній пористості, мобілізований кут дилатансії ψ_m автоматично повертається до нульового значення.

$$\text{для } e < e_{max} \quad sin\psi_{mob} = \frac{sin\varphi_{mob} - sin\varphi_{cv}}{1 - sin\varphi_{mob} \cdot sin\varphi_{cv}}$$
$$\text{для } e > e_{max} \quad sin\psi_{mob} = 0 \tag{1.63}$$

Коефіцієнт пористості визначений через об'ємні деформації ε_v наступним чином:

$$-(\varepsilon_v - \varepsilon_v^0) = ln\left(\frac{1+e}{1+e_0}\right) \tag{1.64}$$

де приріст ε_v є позитивним для дилатансії.

Початковий коефіцієнт пористості – це природній коефіцієнт пористості для зразку ґрунту з непорушеною структурою. Максимальний коефіцієнт пористості відповідає критичній пористості матеріалу. Як тільки коефіцієнт пористості досягне максимуму, кут дилатансії повернеться до значення нуль.

Шатрова поверхня текучості для Hardening Soil Model

Зсувна поверхня текучості (рис. 1.21) не пояснює пластичні об'ємні деформації, що виміряні при ізотропному стисненні. Наступний тип поверхні текучості, як наслідок був закритий для області пружної роботи в напрямку осі p. Без шатрового типу поверхні текучості не можливе формулювання моделі з незалежними вхідними параметрами: E_{50}^{ref} та $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$. Тривісний модуль значною мірою контролює зсувну поверхню текучості, а одометричний – шатрову поверхню текучості. Фактично E_{50}^{ref} значною мірою контролює величину пластичних деформацій, які асоціюються з зсувною поверхнею текучості. Так само, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ використовується для контроля величини пластичних деформацій, що виникли на межі текучості (шатрова складова). Розглянемо, залежності для шатрової поверхні текучості.

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \tag{1.65}$$

де α – допоміжний параметр який відноситься до K_0^{nc}, далі $p = -(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$ та

$\tilde{q} = \sigma_1+(\delta 1)\times\sigma_2\ \delta\times\sigma_3$ та $\delta=(3+\sin\varphi)/(3\sin\varphi)$. $\tilde{q}$ - це спеціальна міра девіаторних напружень. В особливому випадку тривісних випробувань ($-\sigma_1>-\sigma_2=-\sigma_3$) це дає $\tilde{q} = -(\sigma_1\sigma_3)$; і для тривісних випробувань при ($-\sigma_1=-\sigma_2>-\sigma_3$) зменшується і становить $\tilde{q}=-\delta(\sigma_1\sigma_3)$. Величина межі текучості визначається ізотропним предконсолідаційним напруженням p_p. Ми маємо закон зміцнення, що стосується p_p об'ємних деформацій ковпачка $\varepsilon_v^{\text{pc}}$.

$$\varepsilon_v^{\text{pc}} = \frac{\beta}{1-m}\left(\frac{p_p}{p^{\text{ref}}}\right)^{1-m} \tag{1.66}$$

Об'ємні деформації ковпачкової частини – це пластичні об'ємні деформації при ізотропному стиску. В додаток до констант m та p^{ref}, β - також константа моделі. І α та β параметри шатрової частини, але ці параметри не є вхідними.

$$\begin{aligned} \alpha &\leftrightarrow K_0^{\text{nc}} \\ \beta &\leftrightarrow E_{oed}^{ref} \end{aligned} \tag{1.67}$$

Такі параметри як K_0^{nc} та E_{oed}^{ref} є вхідними і визначають величину α та β відповідно. Для розуміння форми межі текучості, в першу чергу необхідно зрозуміти, що це – еліпс в p- $\tilde{q}$ – плані, як показано на рис. 1.22. У еліпса є довжина p_p по осі p та α p_p по осі $\tilde{q}$. Тобто значення p_p визначає розмір еліпса, а α – це співвідношення сторін. Для побудови еліпса використовується як поверхня текучості так і пластичний потенціал, де:

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^{pc} = \lambda \frac{\partial f^{c}}{\partial \sigma} \quad \text{з} \quad \lambda = \frac{\beta}{2p}\left(\frac{p_p}{p^{ref}}\right)^{m} \frac{\dot{p}_p}{p^{ref}} \tag{1.68}$$

Вираз для визначення λ є похідним від умови текучості f_c=0 для p_p. Вхідні значення p_p забезпечуються за допомогою процедури визначення початкового тиску. На рис. 1.22 показано простими лініями поверхню текучості, в той час, як на рис. 1.23 поверхня текучості зображена в просторі в осях головних напружень. Межа текучості має шестикутну форму при класичному критерії руйнування Кулона-Мора.

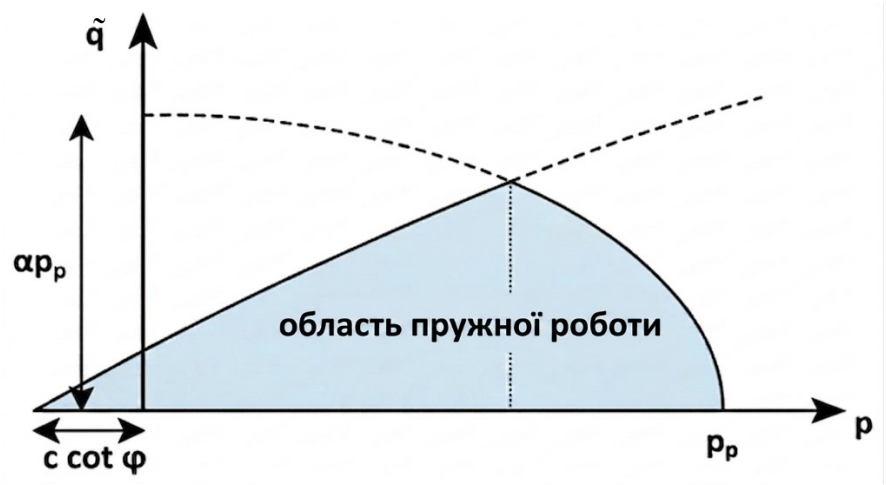


Рисунок 1.22. Поверхня текучості для Hardening Soil Model у p - $\tilde{q}$ – плані. Область пружної роботи може бути додатково відновлена за рахунок обмеження напружень

Hardening Soil Model є вдосконаленою моделлю з критерієм міцності Кулона-Мора, яка широко уживана завдяки наведеним співвідношенням між вхідними параметрами, і фізико-механічними характеристиками ґрунтів, які визначаються шляхом стандартних випробувань. При використанні даної моделі інженери, не маючи можливості отримати всі необхідні вхідні характеристики ґрунтового

середовища, зазвичай, використовують емпіричні залежності між пористістю та значеннями модулів деформації, що знижує точність розрахунків.

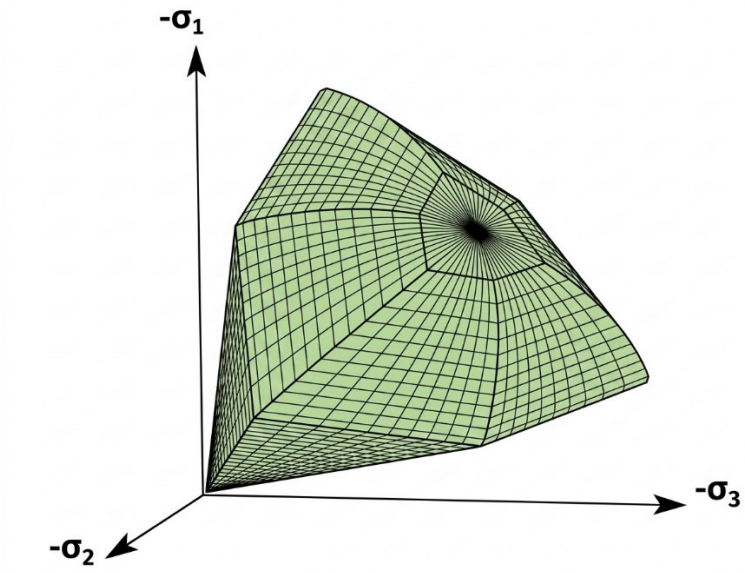


Рисунок 1.23. Поверхня текучості для Hardening Soil Model в головних напруженнях для незв'язних ґрунтів

1.6.3 Модель зміцнюваного ґрунту при малих деформаціях «HS-Small»

Модель зі зміцненням ґрунту передбачає пружну поведінку матеріалу в ході розвантаження та повторного навантаження. Однак діапазон деформацій, в якому за ведення ґрунту може розглядатися як істинно пружне, при якому ґрунт практично повністю відновлює свою форму після зняття навантаження, дуже малий.

Із збільшенням амплітуди деформації жорсткість ґрунту зменшується за нелінійним законом. Графік залежності жорсткості ґрунту від логарифму деформацій має S-подібну форму зниження жорсткості. На рис. 1.24 показано деформації зсуву, які можуть бути зафіксовані поблизу геотехнічних споруд, та діапазони деформацій, характерних для лабораторних випробувань. З наведених даних випливає, що за мінімальної деформації, яка може бути достовірно виміряна при стандартних лабораторних випробуваннях, наприклад, при випробуваннях на тривісне стиснення або одометричних випробувань, жорсткість ґрунту часто знижується більш ніж наполовину від своєї початкової величини.

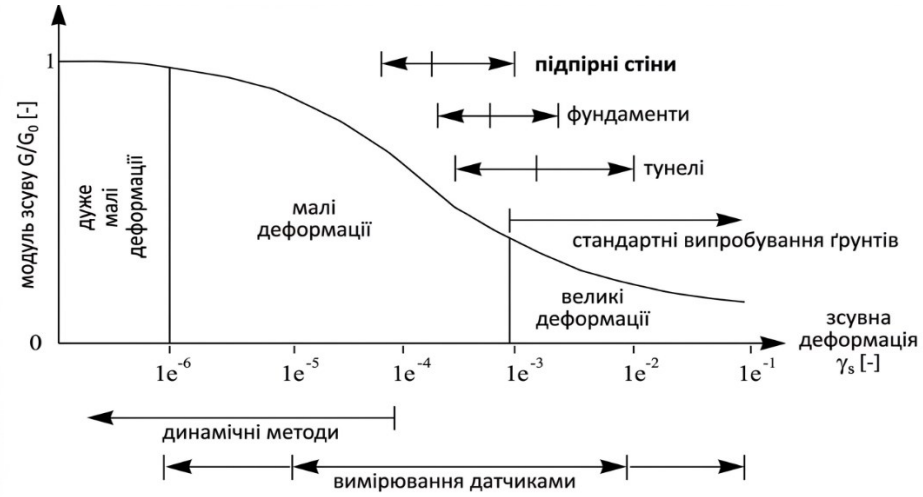


Рисунок 1.24. Крива залежності жорсткості ґрунту від деформації та діапазони деформацій для лабораторних випробувань та споруд

Відповідно до рис. 1.24 жорсткість ґрунту, яка має бути використана в розрахунках геотехнічних споруд, не має відношення до рівня деформацій на момент закінчення будівництва. Замість неї повинна прийматися жорсткість ґрунту при надмалих деформаціях та її нелінійна залежність від амплітуди деформації. Це дозволяє зробити модель HS Small, що враховує жорсткість ґрунту при малих деформаціях, заснована на пружно-пластичній моделі ґрунту, що зміцнюється (Hardening Soil Model), і використовує майже такий же набір параметрів.

Фактично для опису зміни жорсткості від величини деформації потрібні лише два додаткові параметри:

• початковий модуль зсуву або модуль зсуву при надмалих деформаціях G_0.

• рівень зсувної деформації $\gamma_{0.7}$, при якому січний модуль зсуву G_s зменшується приблизно до 70% від величини G_0.

Параметри жорсткості при малих деформаціях G_0 і $\gamma_{0.7}$ залежать від ряду факторів, найбільш важливими з яких є фактичний напружений стан матеріалу та коефіцієнт пористості e. У моделі HS small залежність модуля зсуву G_0 від напружень враховується наступним чином:

$$G_0 = G_0^{ref}\left(\frac{c\cdot cos\,\varphi - \sigma_3' sin\,\varphi}{c\cdot cos\,\varphi + p^{ref}\cdot sin\,\varphi}\right)^m \qquad (1.69)$$

Згідно залежності Гардина-Блека:

$$G_0^{ref} = 33\frac{(2{,}97 - e)^2}{1 + e} \tag{1.70}$$

Зсувну граничну деформацію можна визначити за формулою:

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0}[2c'(1 + cos(2\varphi')) - \sigma_1'(1 + K_0)\, sin(2\varphi')] \tag{1.71}$$

де K_0 – коефіцієнт тиску ґрунту в стані спокою та σ_1' – ефективне вертикальне напруження

1.7 Висновки до розділу

1) Встановлено, що на напружено-деформований стан підпірних стін та їх взаємодію з ґрунтовим середовищем впливають такі основні фактори: ґрунтові умови, геометрія котловану, навантаження від існуючих будівель, жорсткість підпірної стіни та систем її додаткового кріплення.

2) Показано, що традиційні аналітичні методи визначення деформацій підпірних стін та зусиль, що виникають в них не дозволяють повноцінно врахувати просторову жорсткість конструкцій і коректно оцінити напружено-деформований стан підпірних стін.

3) Для комплексної оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» з урахуванням просторової жорсткості є можливим використання числового моделювання, з використанням методу скінченних елементів.

4) Рекомендовано для комплексної оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» виконувати розрахунки з використанням числового моделювання в плоскій і просторовій постановках.

5) Визначено, що використання моделі ґрунтового середовища Hardening Soil Model дозволяє коректно відтворити напружено-деформований стан ґрунтового масиву на всіх етапах моделювання, завдяки врахуванню зміни параметрів жорсткості ґрунтів в залежності від рівня напружень в ґрунті.

РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ВИДУ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НА РОЗПОДІЛ ЗУСИЛЬ І ПЕРЕМІЩЕНЬ В ПІДПІРНІЙ СТІНІ ТА ДЕФОРМАЦІЇ ОТОЧУЮЧОЇ ЗАБУДОВИ

Актуальним питанням є врахування просторової жорсткості на напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» в плоскій та просторовій постановках. З метою дослідження впливу виду напружено-деформованого стану на розподіл зусиль і переміщень в підпірній стіні та деформації оточуючої забудови було розв’язано дві тестові задачі з використанням методу числового моделювання. Для моделювання ґрунтового масиву використано модель ґрунтового середовища Hardening Soil Model.

2.1 Дослідження впливу виду напружено-деформованого стану на розподіл переміщень та зусиль в підпірній стіні.

Виконано числове моделювання елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни» для порівняння результатів з використанням просторової (3D) та плоскої (2D) скінченно-елементних моделей. Розрахунки з використанням просторової скінченно-елементної моделі виконувалися для котловану з різним співвідношенням сторін:

- B_K/L_K= 1/1
- B_K/L_K= 1/2
- B_K/L_K= 1/3
- B_K/L_K= 1/4

Для кожного з варіантів конфігурації сторін котловану було проведено оцінку напружено-деформованого стану елементів підпірної стіни на різній відстані від кута котловану, а саме: $L_K/16$, $L_K/8$, $L_K/4$, $L_K/2$. Дані було порівняно з результатами отриманими з використанням числового моделювання в плоскій постановці. План-схема котловану з позначеними точками, для яких проводилася оцінка напружено-деформованого стану наведено на рис. 2.1.

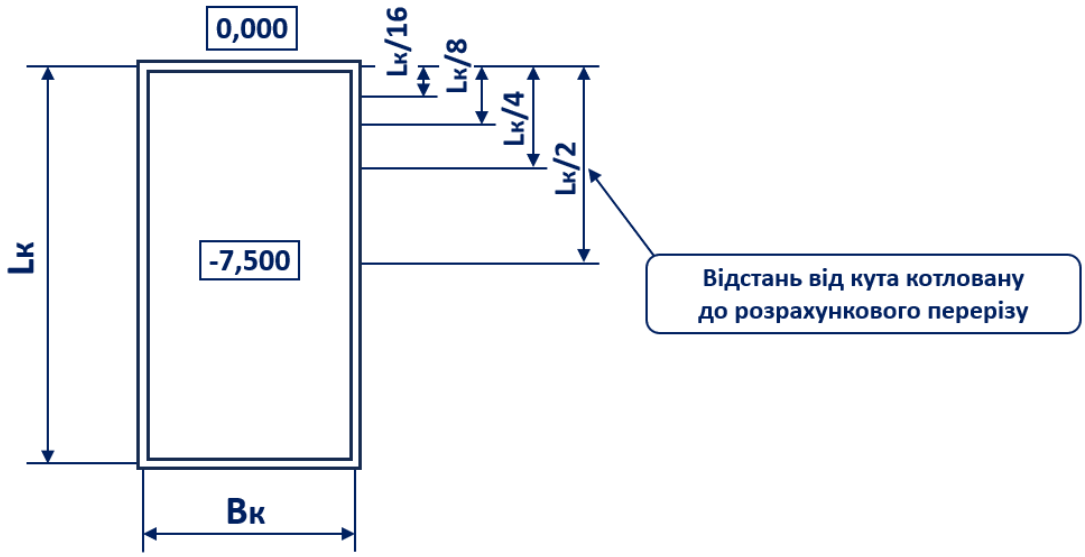


Рисунок 2.1. План схема котловану

Для числового моделювання використана модель ґрунтового середовища Hardening Soil Model, параметри моделі наведено у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1. Вхідні параметри моделі ґрунтового середовища.

№ ІГЕ	Найменування ґрунтів	Питома вага грунту	Модуль деформації за результатами тривісних випробувань	Модуль деформації За результатами одометричних випробувань	Модуль пружності визначений по гілці розвантаження	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Показник ступеня Залежності жорсткості від рівня напружень	Опорний всебічний тиск
		γ	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	c	φ	m	P_{ref}
		кН/м^3	МПа	МПа	МПа	кПа	град	дол. од.	кПа
1	Пісок середньої крупності	17,50	23	23	69	2	30	0,5	100

Ширина котловану B_K= 24 м, глибина котловану складає H_K= 7,5 м. Палі підпірної стіни мають діаметр 820 мм. Крок паль 1,2 м. Довжина паль складає 20,0 м.

- Плоска скінченно-елементна модель, показана на рис. 2.2. Просторова скінченно-елементна модель із співвідношенням сторін котловану B_K/L_K= 1/2 показана на рис. 2.3.

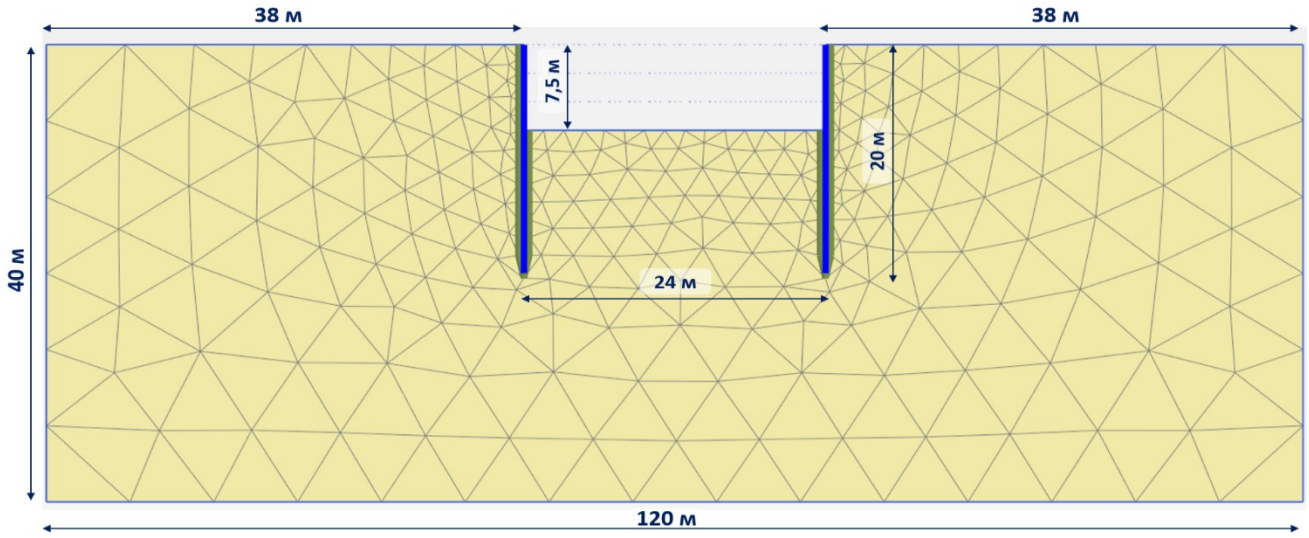


Рисунок 2.2. Плоска скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив-підпірні стіни»

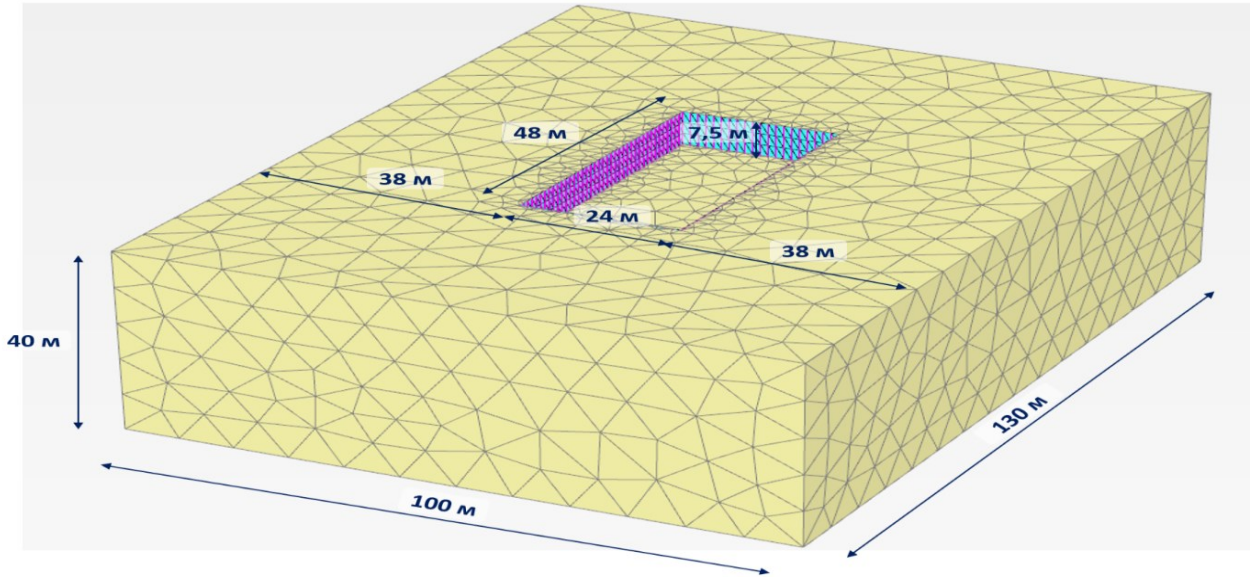


Рисунок 2.3. Просторова скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни», при співвідношенні сторін B_K/L_K= 1/2

За результатами числового моделювання визначено, що переміщення підпірної стіни, отримані з використанням плоскої скінченно-елементної моделі становлять 72 мм. Переміщення підпірної стіни отримані з використанням просторової скінченно-елементної моделі в середині прольоту (L_K/2) становлять 53 мм, для всіх варіацій співвідношення сторін котловану. Отже мінімальна різниця в значеннях переміщень становить 38%.

Із зменшенням відстані від кута котловану до розрахункового перерізу переміщення підпірної стіни зменшуються, на характер зміни впливає конфігурація котловану в плані. При співвідношенні сторін B_K/L_K= 1/1 переміщення на відстані $L_K/16$ від кута котловану до розрахункового перерізу складають 22 мм. При співвідношенні сторін B_K/L_K= 1/2 переміщення на відстані $L_K/16$ від кута котловану до розрахункового перерізу складають 33 мм.

При збільшенні співвідношення сторін котловану до B_K/L_K= 1/3 та B_K/L_K= 1/4, різниця вже не така відчутна, переміщення на відстані $L_K/16$ від кута котловану до розрахункового перерізу складають 39 мм та 46 мм відповідно. Отже максимальна різниця між значеннями переміщень, отриманих з використанням числового моделювання в просторовій і плоскій постановках складає в середньому 205%. Графіки зміни переміщень підпірної стіни для розрахункових перерізів, при різному співвідношенні сторін котловану наведені на рис. 2.4.

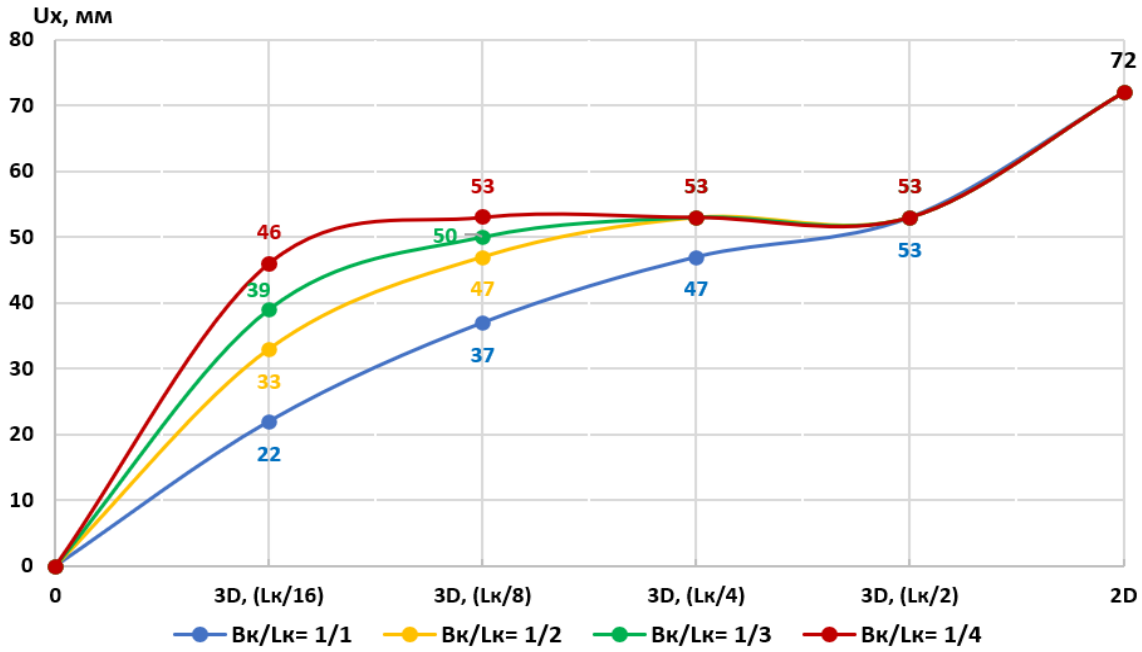


Рисунок 2.4. Горизонтальні переміщення підпірної стіни, при різних співвідношеннях сторін котловану B_K/L_K

Значення згинальних моментів, отримані з використанням плоскої скінченно-елементної моделі становлять 655 кНм/палю. Згинальні моменти отримані з використанням просторової скінченно-елементної моделі в середині прольоту ($L_K/2$)

становлять від 494 до 522 кНм/палю, залежно від співвідношення сторін котловану. Отже мінімальна різниця становить 25%.

Із зменшенням відстані від кута котловану до розрахункового перерізу величини згинальних моментів зменшуються, на характер зміни впливає конфігурація котловану в плані. При співвідношенні сторін B_K/L_K= 1/1 згинальні моменти, що виникають в палях на відстані $L_K/16$ від кута котловану до розрахункового перерізу складають 249 кНм/палю.

При співвідношенні сторін B_K/L_K= 1/2 згинальні моменти на відстані $L_K/16$ від кута котловану до розрахункового перерізу складають 370 кНм/палю. При збільшенні відношення сторін котловану до B_K/L_K= 1/3 та B_K/L_K= 1/4, різниця вже не така відчутна, згинальні моменти, що виникають в палях на відстані $L_K/16$ від кута котловану до розрахункового перерізу складають 423 та 480 кНм/палю відповідно. Отже максимальна різниця між значеннями згинальних моментів, отриманих з використанням числового моделювання в просторовій постановці складає в середньому 72%. Графіки зміни величин згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни для розрахункових перерізів, при різному співвідношенні сторін котловану наведені на рис. 2.5.

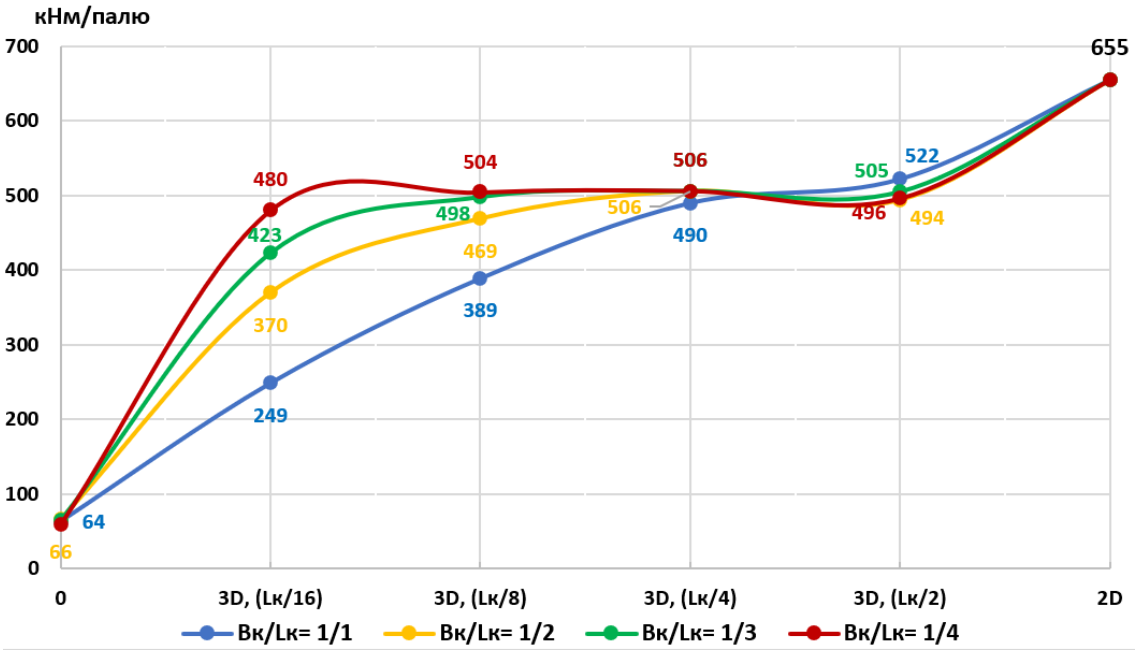


Рисунок 2.5. Згинальні моменти, що виникають в палях підпірної стіни, при різних співвідношеннях сторін котловану B_K/L_K

Аналізуючи вище отримані результати, виявлено, що при співвідношенні сторін котловану B_K/L_K= 1/1 подальша зміна напружено-деформованого стану підпорядковується показниковій залежності (при наближенні до кута котловану значення переміщень зменшуються).

При співвідношенні сторін B_K/L_K= 1/2 та більше прослідковується чітка лінійна ділянка, на якій зміна напружено-деформованого стану майже не відбувається. На рис. 2.6 наведено схематичний розподіл напружено-деформованого стану підпірної стіни, при співвідношенні сторін B_K/L_K= 1/1, та B_K/L_K= 1/2.

а) б)

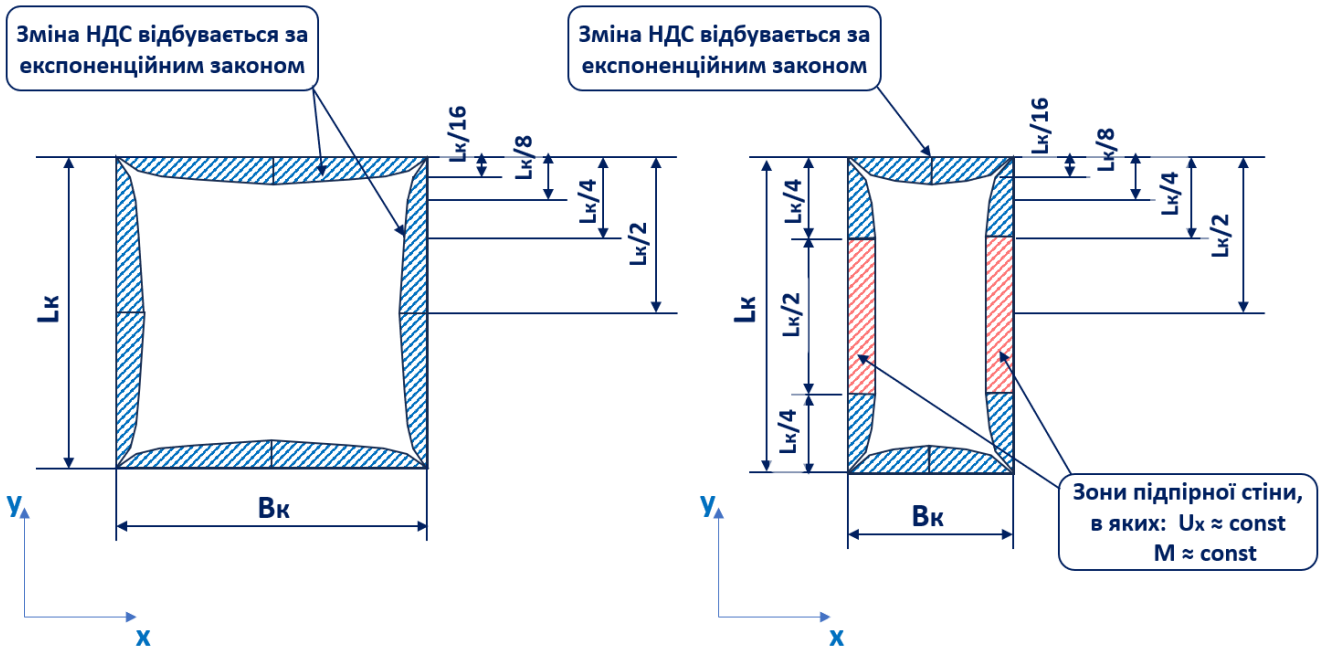
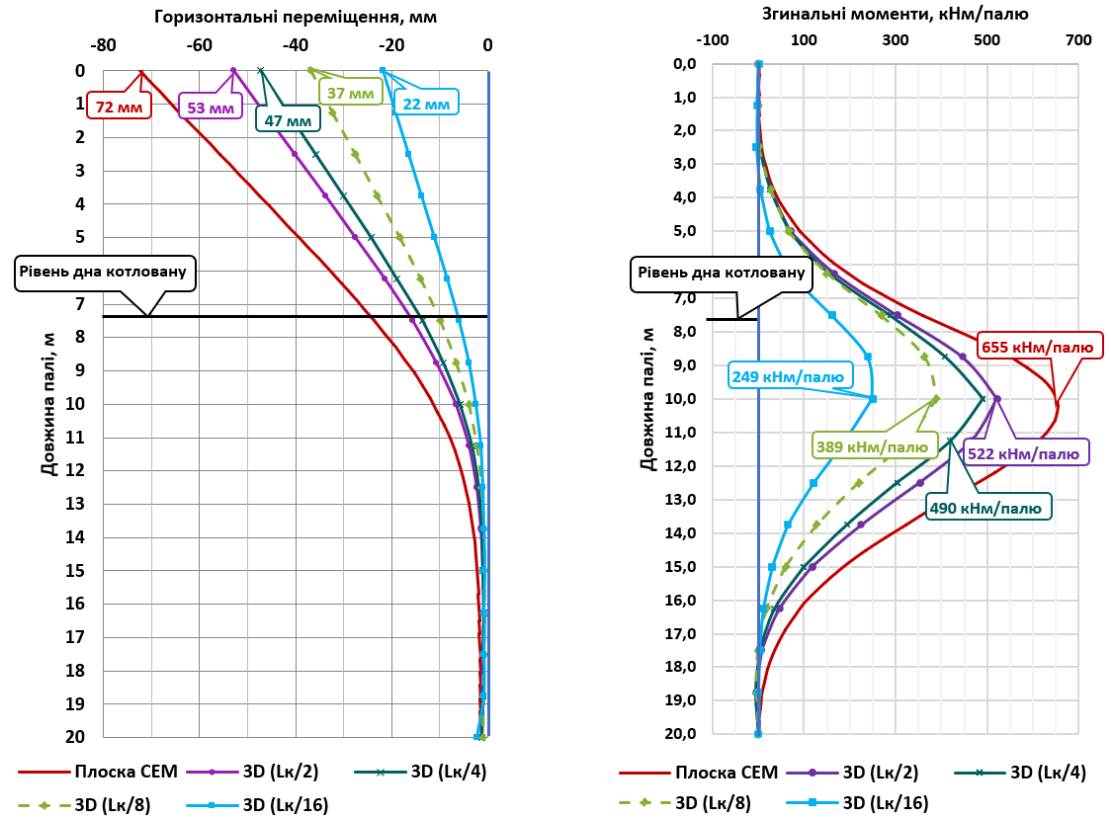


Рисунок 2.6. Схематичний розподіл напружено-деформованого стану підпірної стіни: а) при співвідношенні сторін котловану B_K/L_K= 1/1;
б) при співвідношенні сторін котловану B_K/L_K= 1/2

Детальніше на рис. 2.7 представлено епюри переміщень та згинальних моментів, що виникають у палях підпірної стіни, при співвідношенні сторін котловану B_K/L_K= 1/1 та B_K/L_K= 1/2, для різних розрахункових перерізів.

а)



б)

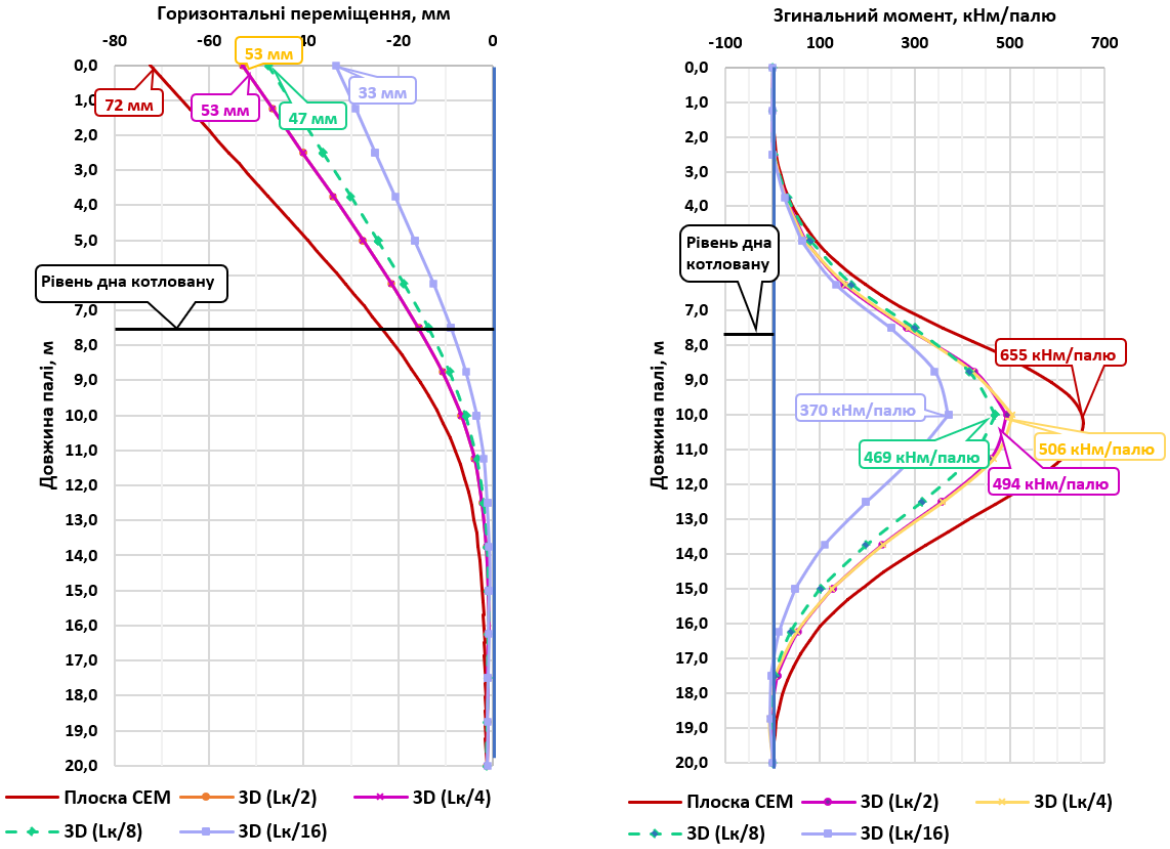


Рисунок 2.7. Епюри переміщень та згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни для різних перерізів: а) при співвідношенні сторін котловану B_K/L_K= 1/1; б) при співвідношенні сторін котловану B_K/L_K= 1/2

2.2 Дослідження впливу виду напружено-деформованого стану на оцінку деформацій оточуючої забудови.

Виконано оцінку плоского та просторового напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» з урахуванням зміни відстані від кута котловану до центральної осі існуючого будинку.

Для кожного з варіантів розрахунку було проведено оцінку напружено-деформованого стану елементів підпірної стіни та існуючого будинку на різній відстані від кута котловану до центральної осі будинку, а саме: на куті котловану, $L_K/16$, $L_K/8$, $L_K/4$, $L_K/2$. Дані було порівняно з результатами отриманими з використанням числового моделювання в плоскій постановці.

План схема котловану та існуючого будинку, для яких відбувалася проводилася оцінка напружено-деформованого стану наведено на рис. 2.8.

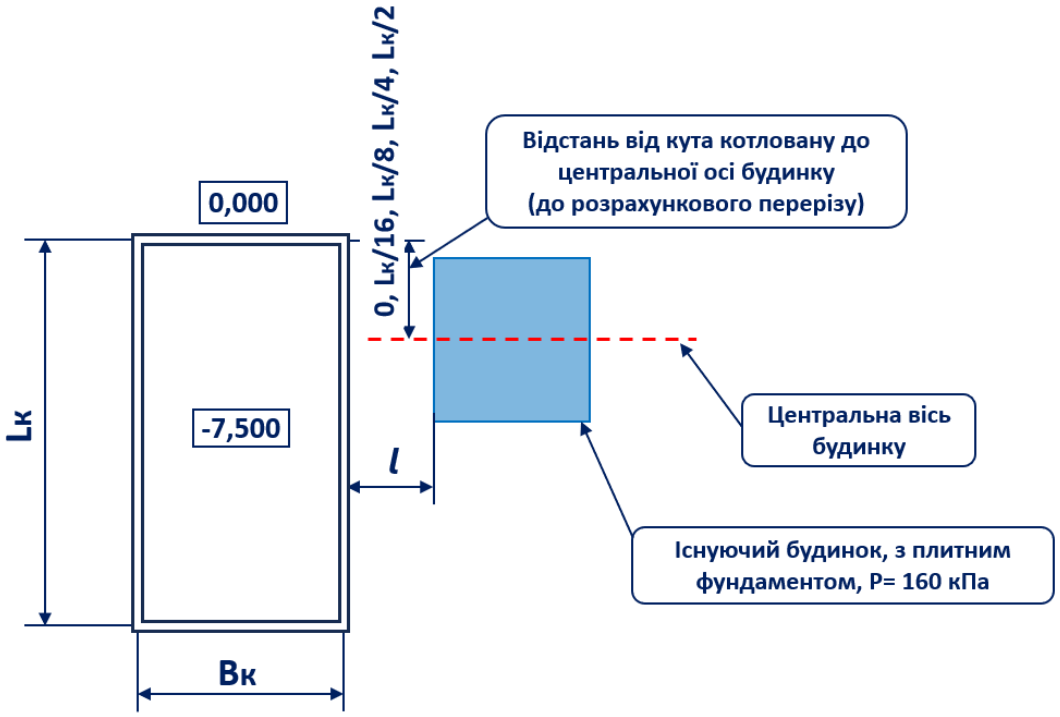


Рисунок 2.8. План-схема котловану та існуючого будинку

Ширина котловану B_K= 24 м, глибина котловану складає H_K= 7,5 м.

Палі підпірної стіни мають діаметр 820 мм, та влаштовуються з кроком 1,2 м. Довжина паль складає 20,0 м.

Існуючий будинок має форму в плані 20х20 м, розташований паралельно до грані котловану на відстані 5 м. Фундамент будинку – плитний, глибиною закладання 2,5 м, тиск під підошвою фундаменту становить 160 кПа. Для числового моделювання використана модель ґрунтового середовища Hardening Soil Model, параметри моделі наведено у таблиці 2.2.

Таблиця 2.2. Вхідні параметри моделі ґрунтового середовища

№ ІГЕ	Найменування ґрунтів	Питома вага грунту	Модуль деформації за результатами тривісних випробувань	Модуль деформації За результатами одометричних випробувань	Модуль пружності визначений по гілці розвантаження	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Показник ступеня Залежності жорсткості від рівня напружень	Опорний всебічний тиск
		γ	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	c	φ	m	P_{ref}
		кН/м^3	МПа	МПа	МПа	кПа	град	дол. од.	кПа
1	Суглинок м'якопластичний	19,40	12	12	36	22	17	0,6	100

Плоска скінченно-елементна модель, показана на рис. 2.9. Просторова скінченно-елементна модель із співвідношенням сторін котловану B_K/L_K= 1/2 показана на рис. 2.10.

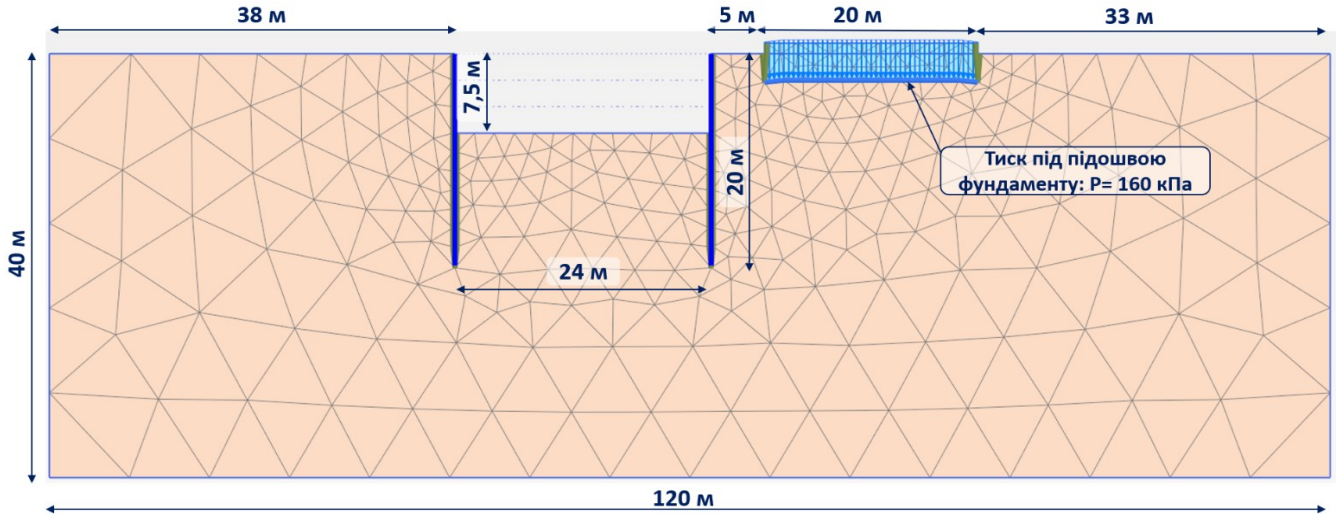


Рисунок 2.9. Плоска скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі»

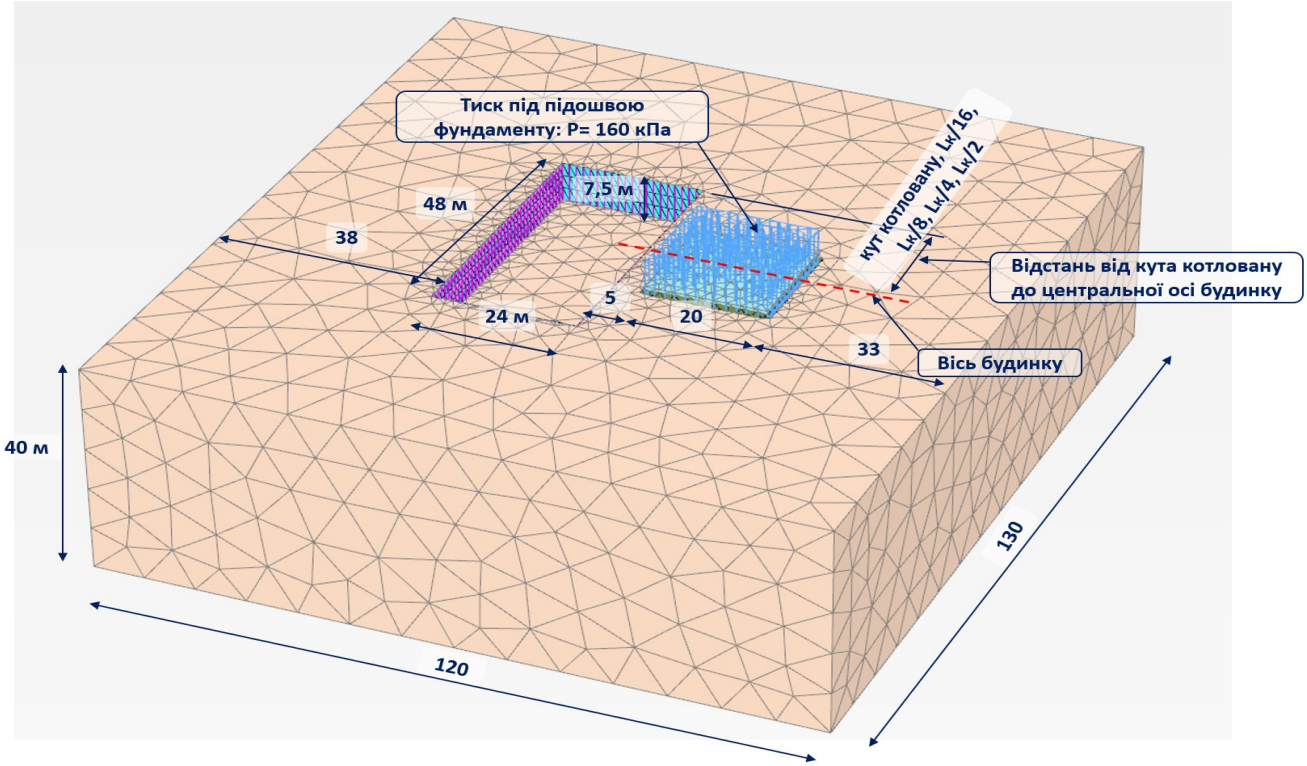


Рисунок 2.10. Просторова скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі»

За результатами числового моделювання визначено додаткові осідання існуючого будинку, переміщення підпірної стіни та згинальні моменти, що виникають в палях підпірної стіни.

Додаткові осідання існуючого будинку, отримані з використанням плоскої скінченно-елементної моделі, становлять 65 мм. Додаткові осідання існуючого будинку, отримані з використанням просторової скінченно-елементної моделі зменшуються при наближенні центральної осі будинку до кута котловану і становлять: 33 мм в середині прольоту (при $L_K/2$) та 22 мм напроти кута котловану відповідно. За рахунок просторої жорсткості та кутового ефекту при зменшенні відстані між кутом котловану та центральною віссю будинку значення додаткових осідань зменшуються на 67%.

Графічно зміну додаткових осідань існуючого будинку при віддаленні від кута котловану від його центральної осі наведено на рис. 2.11. Епюри додаткових осідань існуючого будинку по його довжині для кожного з розрахункових перерізів наведено на рис. 2.12.

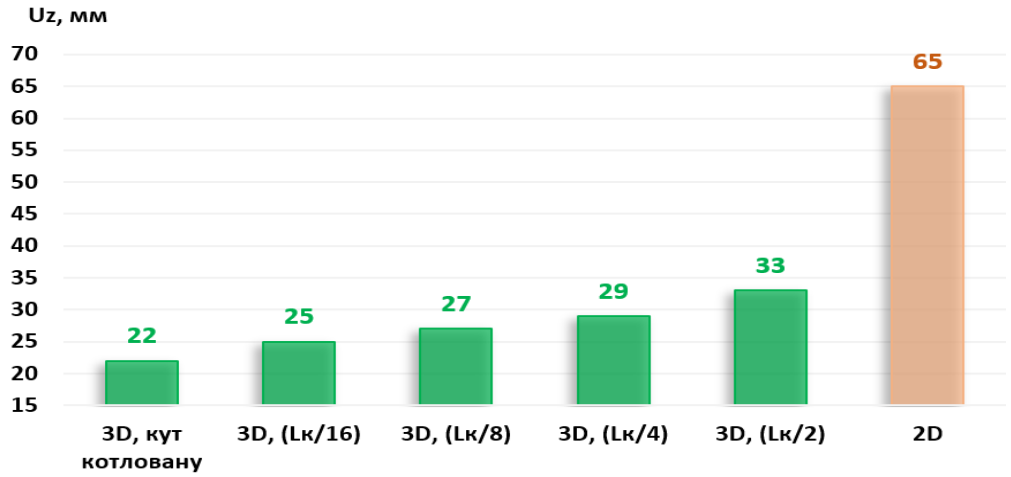


Рисунок 2.11. Додаткові осідання існуючого будинку

Отже мінімальна різниця в значеннях додаткових осідань існуючого будинку становить 197%. Максимальна різниця (при розташуванні існуючого будинку напроти кута котловану) становить 295%.

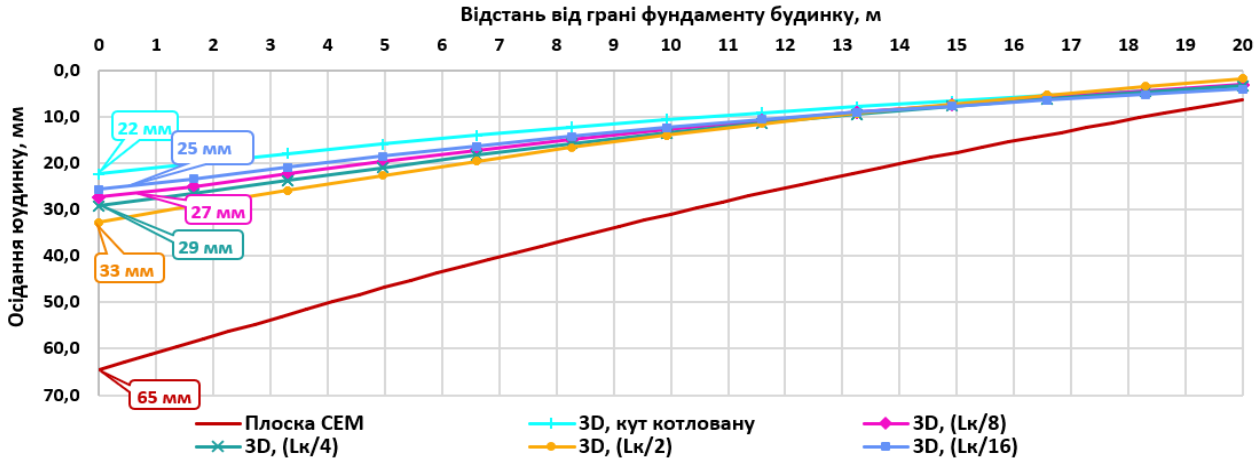


Рисунок 2.12 Епюри додаткових осідань існуючих будинків

Переміщення підпірної стіни, отримані з використанням плоскої скінченно-елементної моделі становлять 155 мм. Значення переміщень підпірної стіни отримані з використанням просторової скінченно-елементної моделі зменшуються при наближенні центральної осі будинку до кута котловану: в середині прольоту (при $L_K/2$) становлять 93 мм; ближче до кута котловану 58 мм (при $L_K/16$) та 6 мм безпосередньо на куті котловану. Отже мінімальна різниця в значеннях переміщень становить 67%. Максимальна різниця (при розташуванні існуючого будинку напроти кута котловану) становить 267%. Гістограма зміни переміщень підпірної стіни наведена на рис. 2.13.

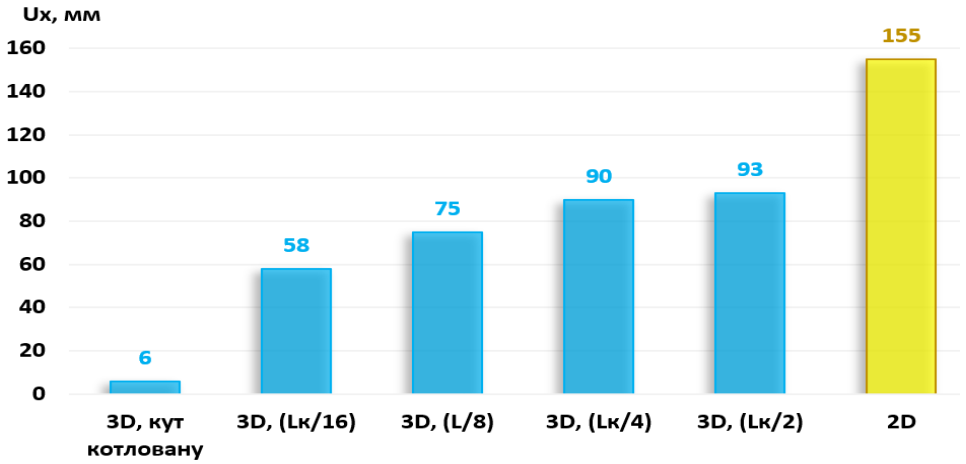


Рисунок 2.13. Горизонтальні переміщення підпірної стіни

Згинальні моменти в палях підпірної стіни, отримані з використанням плоскої скінченно-елементної моделі становлять 632 кНм/палю. Значення згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни, та отримані з використанням просторової скінченно-елементної моделі зменшуються при наближенні центральної осі будинку до кута котловану: в середині прольоту (при $L_K/2$) становлять 490 кНм/палю; ближче до кута котловану 420 кНм/палю (при $L_K/16$) та 185 кНм/палю безпосередньо на куті котловану. Отже величини згинальних моментів, визначених з використанням плоскої скінченно-елементної моделі перевищують значення отримані з використанням просторової скінченно-елементної моделі мінімально на 29% (в середині прольоту), максимально – на 50% (на відстані $L_K/16$ від кута котловану до центральної осі будинку). Гістограма зміни згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни наведена на рис. 2.14.

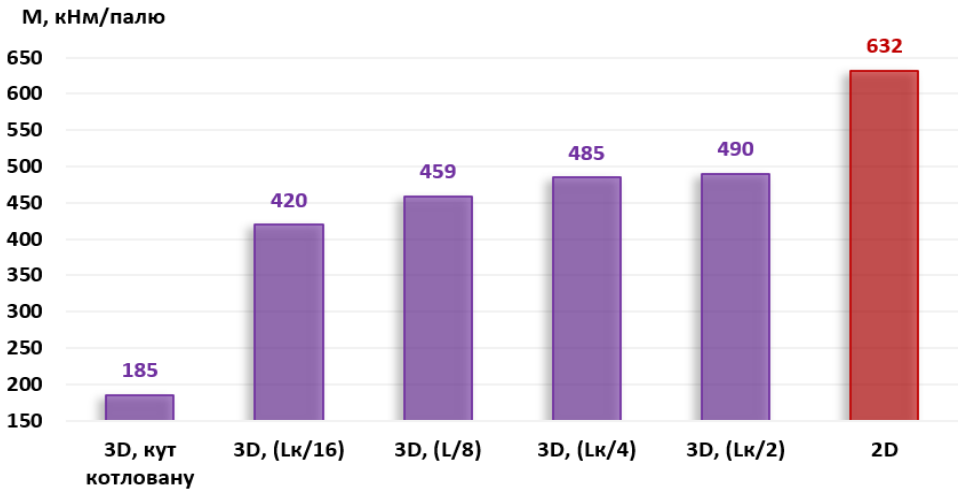


Рисунок 2.14. Згинальні моменти, що виникають в палях підпірної стіни

Епюри горизонтальних переміщень паль підпірної стіни та згинальних моментів, що виникають в палях наведено на рис. 2.15.

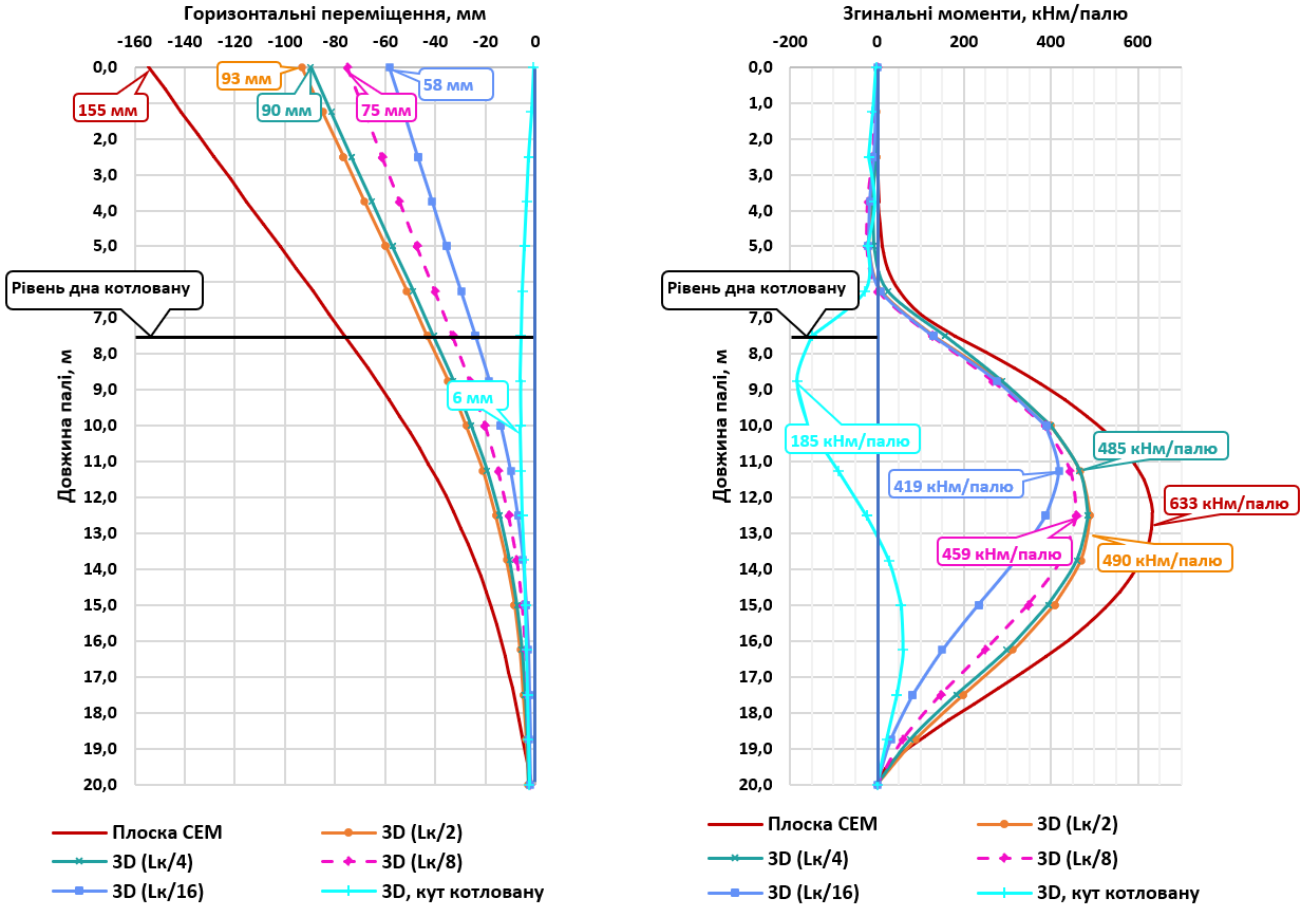


Рисунок 2.15. Епюри горизонтальних переміщень та згинальних моментів, що виникають в палях

2.3 Висновки до розділу

1) Показано, що значення переміщень та згинальних моментів, отриманих за результатами числового моделювання в плоскій постановці, вищі за значення отримані за результатами числового моделювання в просторовій постановці на 38% та 25-32% відповідно.

2) Досліджено, що на напружено-деформований стан підпірних стін впливає співвідношення сторін котловану, при співвідношенні сторін приблизно 1:1 ріст переміщень та зусиль у центральній частині котловану по відношенню до крайових зон відбувається з постійним зростанням (динаміка змін підпорядковується показниковій залежності), а при збільшенні співвідношення сторін котловану, до 1:2

та більше разів, прослідковується чітко виражена лінійна ділянка в центральній частині довшої сторони котловану, на якій не відбувається суттєвої зміни згинальних моментів та переміщень в елементах підпірної стіни.

3) Виявлено, що значення додаткових осідань будинку, отриманих за результатами числового моделювання в плоскій постановці, значно вищі за значення отримані за результатами числового моделювання в просторовій постановці, а саме: мінімальна різниця в значеннях додаткових осідань існуючого будинку становить 197%. Максимальна різниця (при розташуванні існуючого будинку напроти кута котловану) становить 295%.

4) Врахування просторової жорсткості підпірних стін, а також розміщення існуючого будинку в плані по відношенню до котловану дає можливість коректної оцінки впливу влаштування глибокого котловану на існуючу забудову. Різниця між значеннями додаткових осідань існуючого будинку у разі розташування його центральної осі напроти середини прольоту котловану ($L_K/2$) та напроти кута котловану становить 150%.

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗМІНИ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ СИСТЕМИ «ҐРУНТОВИЙ МАСИВ – ПІДПІРНІ СТІНИ – ІСНУЮЧІ БУДІВЛІ»

Об’єкт дослідження розташований в межах лесового плато у Печерському районі м. Київ, на захід від р. Дніпро. Абсолютні відмітки денної поверхні майданчика коливаються в межах 194,10-195,10.

Ґрунти в межах будівельного майданчика пилувато-глинисті, з просадними властивостями у верхній частині. На ділянці виділено наступні інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ-1 – насипний ґрунт – супісок твердий, товщина шару – 1,3-4,3 м;

ІГЕ-2 – супісок, твердий, лесовидний просідаючий, товщина шару – 1,1-8,3 м;

ІГЕ-3 – супісок, пластичний, лесовидний непросідаючий, товщина шару – 1,0-4,5 м;

ІГЕ-4 – суглинок м’якопластичний, лесовидний, непросідаючий, товщина шару – 1,9-6,6 м;

ІГЕ-5 – суглинок від тугопластичної до м’якопластичної консистенції, товщина шару – 1,9-6,6 м;

ІГЕ-6 – суглинок напівтвердий, товщина шару – 2,4-5,5 м;

ІГЕ-7 – глина, напівтверда, товщина шару – 0,4-4,3м;

ІГЕ-8 – суглинок м’якопластичний, товщина шару – 0,6-3,0 м;

ІГЕ-9 – глина, напівтверда, товщина шару – 3,6-7,3 м;

ІГЕ-10 – суглинок м’якопластичний, товщина шару – 1,0-4,8 м;

ІГЕ-11 – глина напівтверда, товщина шару – 8,0-15,0 м.

Гідрогеологічні умови характеризуються наявністю двох водоносних горизонтів на глибині 7,8-9,0 м (абсолютні відмітки 185,67-186,50 м.), ґрунтові води безнапірні.

Котлован глибиною 7,5м має трапецевидну форму в плані. Відмітка дна котловану становить 186,95 м, відмітка верху котловану становить 194,50 м. Для забезпечення стійкості укосів котловану та зменшення впливу на оточуючу забудову по периметру котловану влаштовується підпірна стіна з буронабивних паль діам. 820 мм та 1020 мм кроком 1,6 м. Палі з'єднані між собою монолітним ростверком висотою 0,8 м. Довжина паль змінна і коливається в межах 16,3-19,5 м. Для збільшення просторової жорсткості та зменшення переміщення підпірних стін в зонах існуючої забудови на глибині близько 3,0 м була передбачена та встановлена розпірна система з труб 820х10 мм.

Для оцінки переміщень підпірної стіни огородження котловану та додаткових осідань існуючих будинків було проведено геодезичний моніторинг, додатково для оцінки переміщень підпірної стіни було проведено моніторинг з використанням інклінометрів. Фотофіксація та схема підпірної стіни та оточуючої забудови з результатами геодезичного моніторингу та розташуванням існуючих будинків і розрахунковими перерізами наведено на рис. 3.1. Інженерно-геологічний розріз наведено на рис. 3.2.

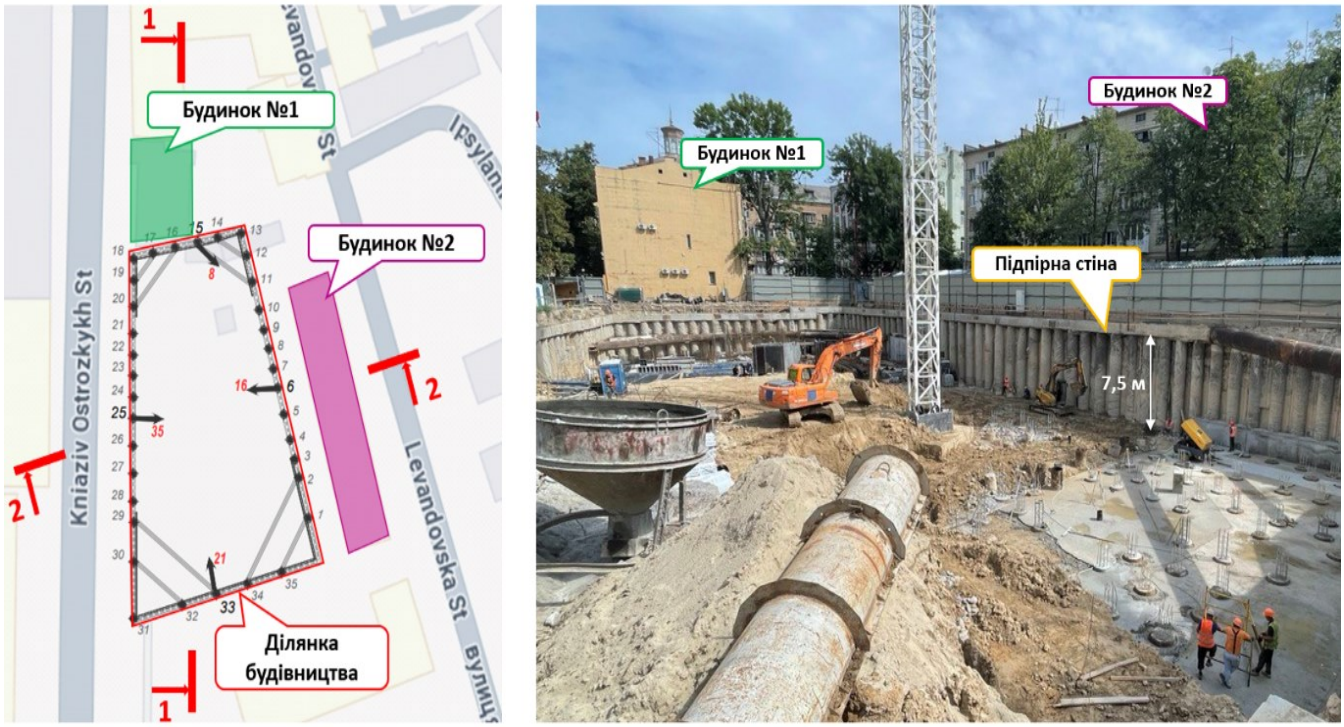


Рисунок 3.1. План-схема та фото
ділянки будівництва та існуючих будинків

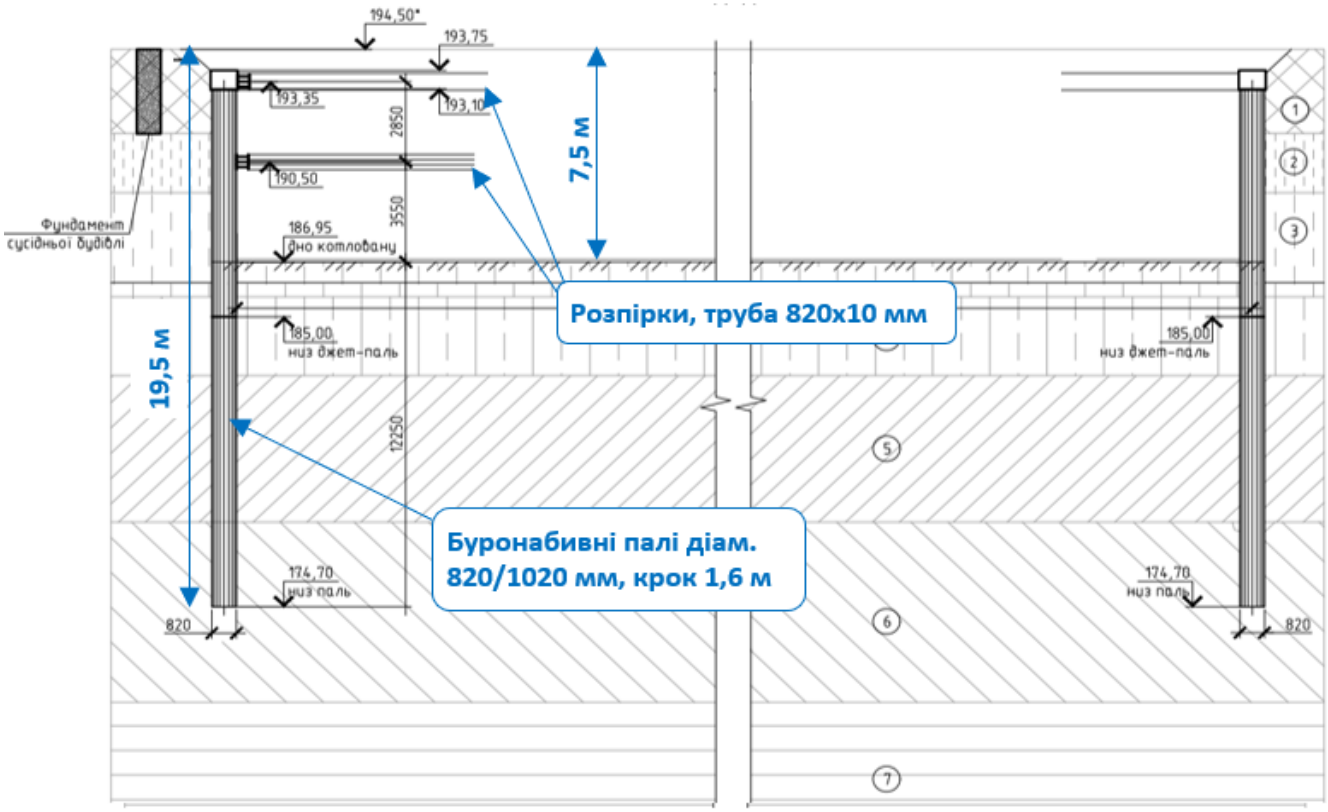


Рисунок 3.2. Інженерно-геологічний розріз та посадка паль підпірної стіни

Будівля №1 – цегляна, трапецевидної в плані форми, має три поверхи і підвальний поверх (цокольний) з різними рівнями приміщень по висоті. Висота поверхів становить близько 3,0 м. У конструктивному відношенні будівля зведена за «жорсткою» схемою: просторова жорсткість забезпечується спільною роботою несучих поздовжніх і поперечних стін та перекриттів. Фундаменти стрічкові – переважно з цегляної кладки, товщиною 270…980 мм, відповідно до товщини стін. Стіни із звичайної керамічної цегли на вапняно-піщаному розчині, завтовшки 270…980 мм. Загальний технічний стан будівлі 3 категорії – «непридатний для нормальної експлуатації».

Будівля №2 – цегляна, має п’ять надземних поверхів і один підвальний, будівля прямокутної в плані форми. Розміри в умовних осях орієнтовно становлять 64,8×12 м. Висота поверхів становить 2,8 м. Під всією будівлею є цокольний поверх, який експлуатується. У конструктивному відношенні будівля виконана за «жорсткою» схемою з несучими поздовжніми стінами та поперечними стінами сходових кліток. Зовнішні стіни товщиною 510 мм виконані зі звичайної керамічної цегли. Внутрішня поздовжня стіна товщиною 380 мм також виконана із керамічної цегли. Просторова

жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою поздовжніх і поперечних стін та «дисків» перекриття. Загальний технічний стан будівлі можна віднести до 3 категорії – «непридатний для нормальної експлуатації».

3.1. Оцінка результатів моніторингу за деформаціями паль підпірної стіни та оточуючої забудови

Для вимірювання горизонтальних переміщень конструкцій огородження котловану використано метод прямої багаторазової лінійно-кутової засічки. Цей метод забезпечує отримання величин горизонтальних переміщень з похибкою, що не перевищує ± 2мм. Для виконання цих робіт використовується електронний тахеометр NTS-382R10 виробництва фірми «South Survey».

Похибка вимірювання похилої відстані тахеометром NTS-382R10 становить ±2 мм. Отже, за умови рівного впливу, середньоквадратична похибка визначення координат контрольної марки складатиме $\sqrt{1,4+2}\approx\pm2$ мм. Також вираховуються похибка за центрування приладу, похибка за наведення на мішень відбивача та вплив довкілля. Таким чином, величина похибки визначення координат контрольних марок не перевищувала ≈±3,5 мм.

Оскільки похибка визначення планових переміщень стін не перевищувала ±2 мм, координати кожної з планових марок визначалися тричі з трьох різних станцій розміщення приладу. Таким чином, середньоквадратична похибка вимірювань становила $3,5/\sqrt{n}=\pm2$, де n - кількість вимірювань точки в одному циклі вимірювань. При використанні цього методу стійкість вихідних знаків спостережних станцій є вирішальною умовою успішного проведення вимірів переміщень. Важливим також є вибір непорушних орієнтирних пунктів для прив’язки кутових вимірів.

Схема огородження котловану, розміщення спостережних марок та величини і напрям векторів переміщення наведено на рис. 3.3. Графік зміни горизонтальних переміщень для кожної зі спостережних марок огородження котловану за період з 31.01.2021 по 06.11.2021 наведений на рис. 3.4.

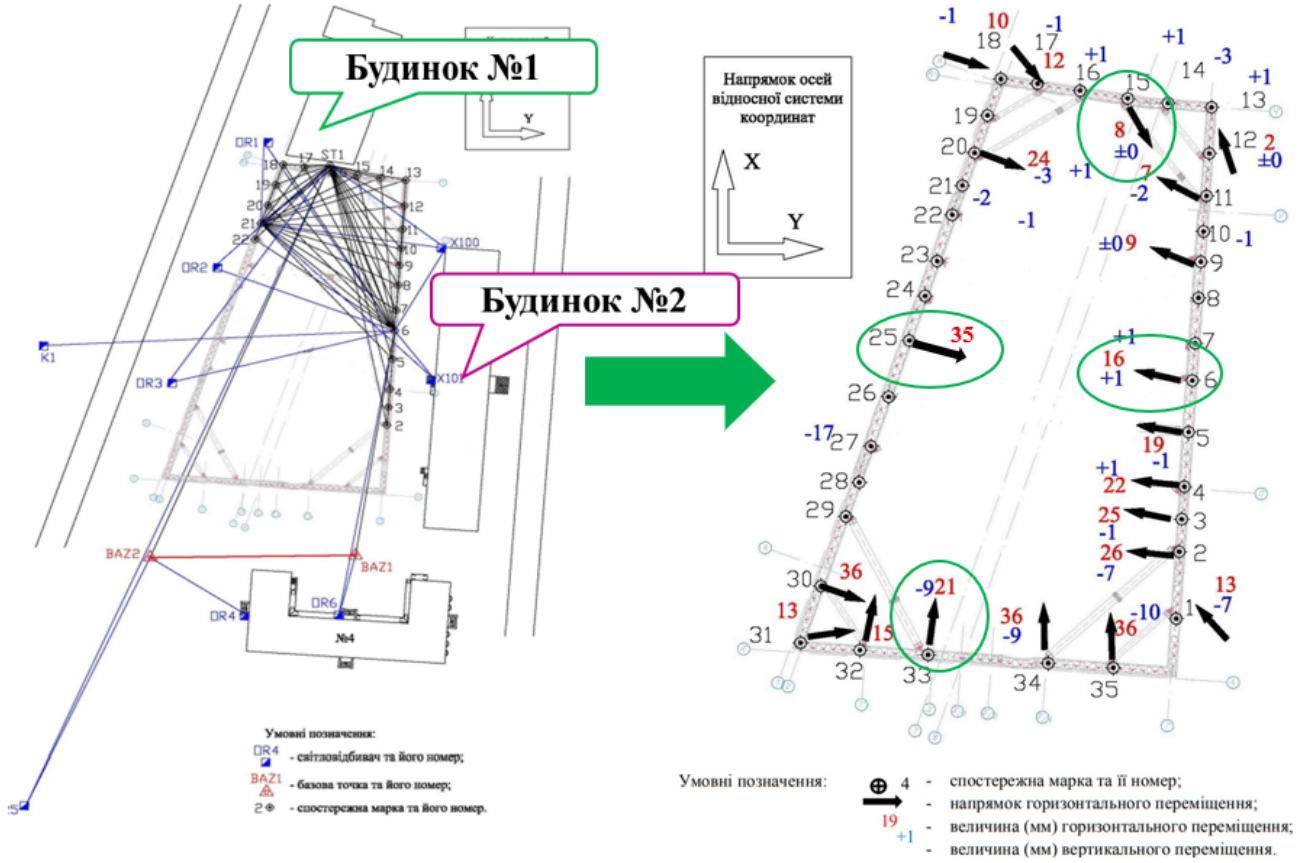


Рисунок 3.3. Результати визначення деформацій конструкцій огородження котловану

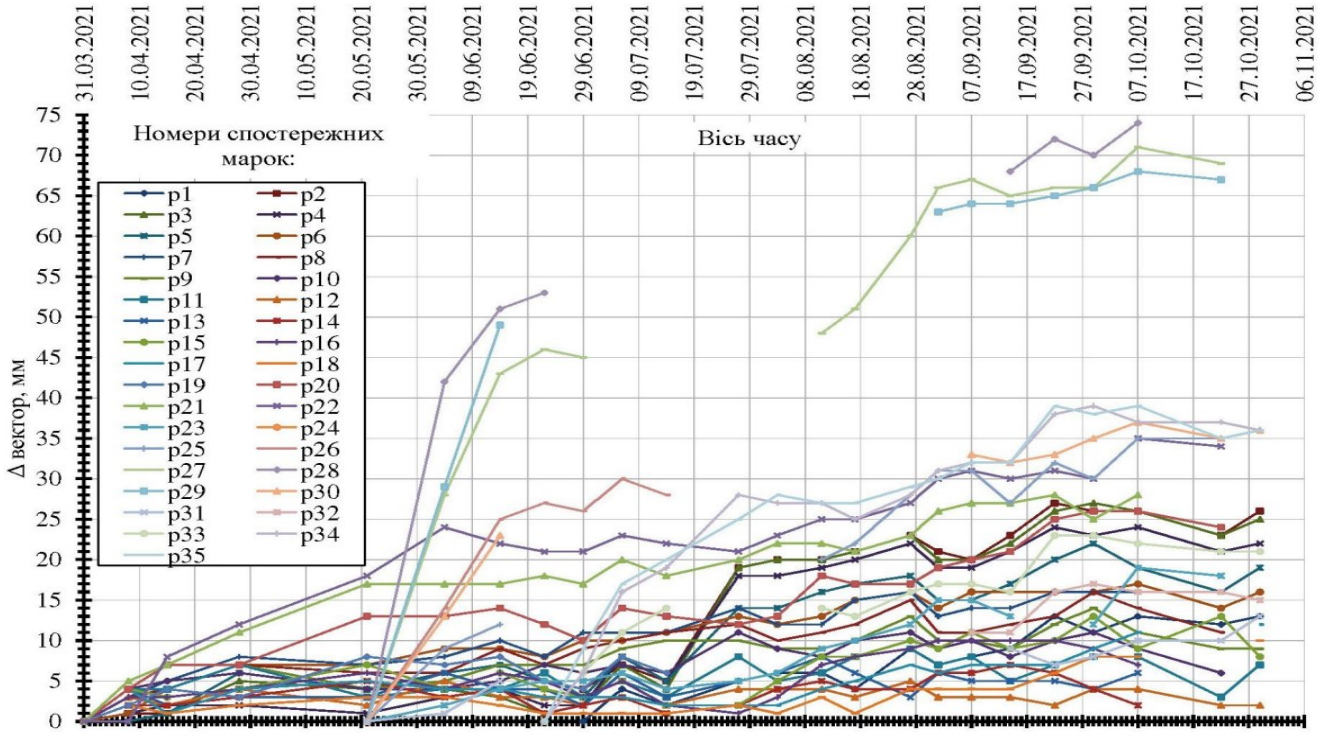


Рисунок 3.4. Графік зміни горизонтальних переміщень для кожної зі спостережних марок огородження котловану

Моніторинг за деформаціями оточуючих існуючих будинків проводився фахівцями НДІБК [57], шляхом визначення величин та характеру осідань фундаментів будівлі за виконаними інструментальними інженерно-геодезичними вимірюваннями.

Організація спостережень за деформаціями фундаментів будівлі виконується в такій послідовності:

- вибір конструкції, місць розташування та установки вихідних геодезичних знаків висотної основи;

- здійснення висотної прив'язки вихідних геодезичних знаків;

- встановлення осадових марок на конструкціях будівель,

- інструментальні вимірювання вертикальних переміщень осадових марок;

- опрацювання і аналіз результатів спостережень.

При виконанні спостережень за осіданням фундаментів будівель влаштовується не менше трьох вихідних реперів для забезпечення взаємного контролю стійкості їх відміток. Така їх кількість забезпечує необхідну точність визначення осідань, прийняту в нашому випадку ±1,0 мм для найбільш віддаленої від вихідного реперу марки (±2,0 мм для світловідбивача). Висотні положення реперів були визначені з мінімальною можливою граничною помилкою. Роботи виконуються за допомогою нівеліра «Sokkia» SDL-30 та кодової рейки з інварною стрічкою.

Результати додаткових осідань оточуючих будинків, що отримані за результатами моніторингу не перевищують граничні значення за ДБН В.2.1-10:2018 [24], отже критичний вплив на існуючі сусідні будинки відсутній. Результати додаткових осідань існуючих будинків наведені у табл. 3.1.

Таблиця 3.1. Значення додаткових осідань існуючих будинків за результатами геодезичного моніторингу

Додаткові осідання існуючих будинків	Результати моніторингу	Граничні значення осідань (за ДБН В.2.1-10:2018)
Будинок №1	6 мм	7 мм
Будинок №2	3 мм	7 мм

Додатково були проведені вимірювання переміщень конструкцій огородження котловану з використанням інклінометрів. Аналогові вимірювальні значення датчиків перетворюються в цифрову форму, обчислюються в зонді за допомогою контролера. Інклінометрична станція складається із зонду, з'єднувального кабелю, та обчислювального пристрою.

Зонд проходить через направляючу трубу, що занурюється в тіло палі. На кожному кроці вимірювання датчик реєструє кут нахилу між вертикаллю і положенням датчика на двох рівнях вимірювання (по осях А і В). Вихідний сигнал на блоці зчитування подається як синус кута нахилу. В даному випадку роботи були виконані з використанням інклінометричної станції Glotzl. Слід зауважити, що результатами інклінометричного вимірювання отримані 2 вектори переміщень в осях А і В, відповідно для співставлення з результатами геодезичних вимірів необхідно вирахувати загальний вектор переміщень за квадратичною залежністю. На рис. 3.5. показано схему влаштування інклінометричної станції.

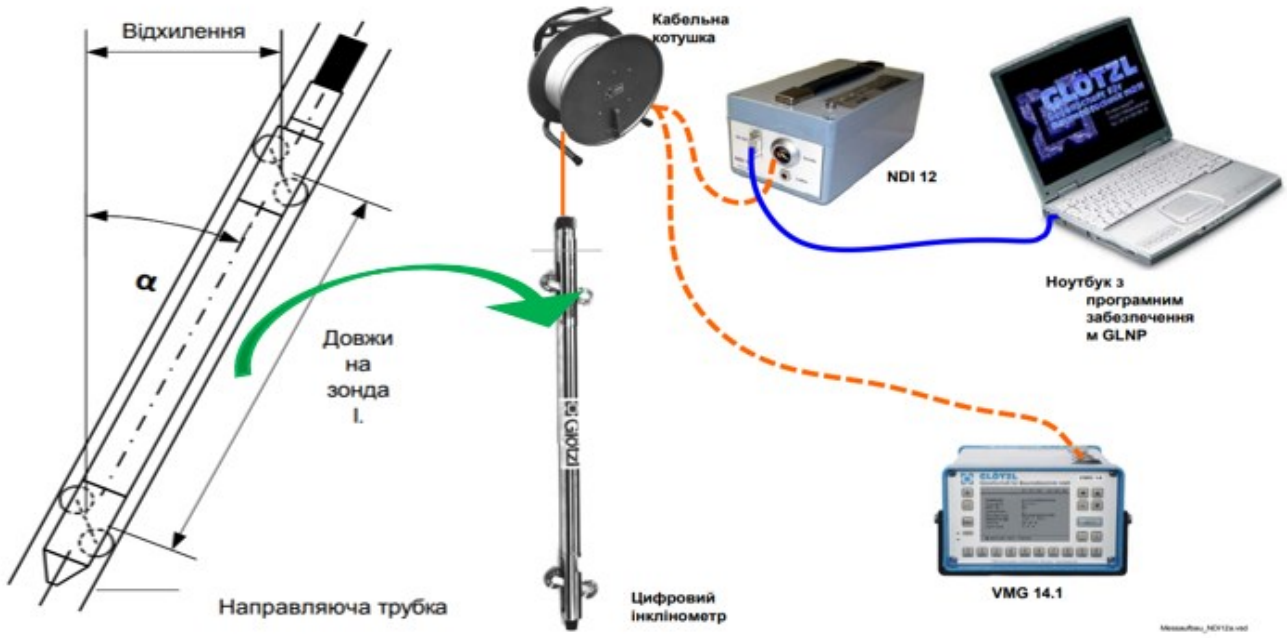


Рисунок 3.5. Схема роботи інклінометричної станції

Для співставлення результатів було обрано точку №4. За результатами моніторингу з використанням методу прямої багаторазової лінійно-кутової засічки горизонтальне переміщення точки №4 складає 22 мм. За результатами моніторингу з використанням інклінометрів горизонтальне переміщення точки №4 складає 20,4 мм.

Різниця у результатах становить менше 10%. Результати моніторингу за точкою №4 з використанням інклінометрів показано на рис.3.6.

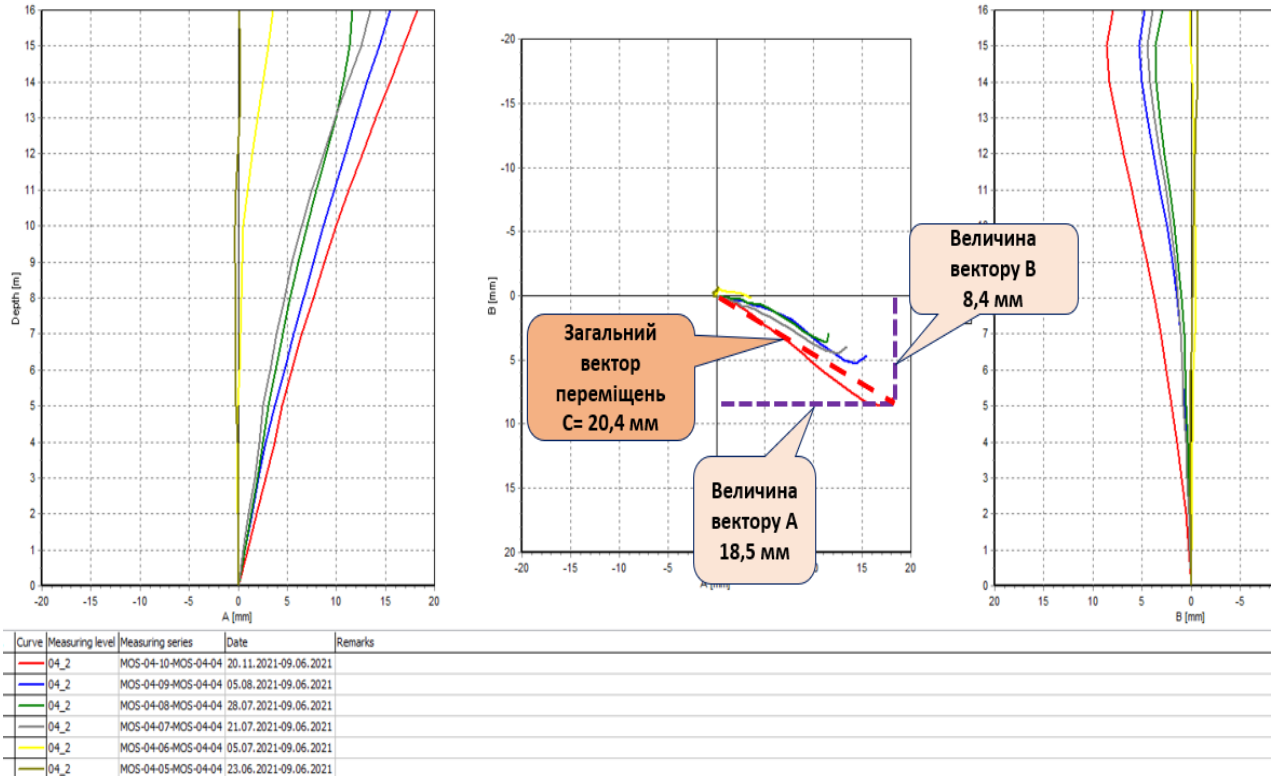


Рисунок 3.6. Графіки переміщень точки №4 огородження котловану отримані за результатами моніторингу з використанням інклінометричних систем

Продемонстровано, що сучасні засоби, які використовуються для моніторингу за переміщеннями конструкцій мають високу точність, що важливо при проведені спостережень в умовах щільної міської забудови.

Для моніторингу за деформаціями огородження котловану було застосовано як і більш класичну методику (метод прямої багаторазової лінійно-кутової засічки) так і сучасний метод з використанням інклінометрів, що в свою чергу надає можливості впевнитися у результатах вимірювань, оскільки різниця у результатах складає менше 10%.

За результатами моніторингу за деформаціями існуючих поряд розташованих споруд було визначено, що додаткові осідання не перевищують за граничні значення згідно діючих будівельних норм [24].

3.2. Ідентифікація параметрів моделі ґрунтового середовища

Виконано порівняння результатів геодезичного моніторингу переміщень існуючих будівель і конструкцій підпірних стін та числового моделювання напружено-деформованого стану (НДС) системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», при влаштуванні котловану в умовах щільної міської забудови з метою зворотного аналізу та ідентифікації параметрів моделі ґрунту для збіжності результатів числового моделювання та натурних спостережень.

При проектуванні підпірних стін було виконано числове моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» з використанням методу скінченних елементів. Скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», створена в програмному комплексі PLAXIS 3D, показана на рис. 3.7.

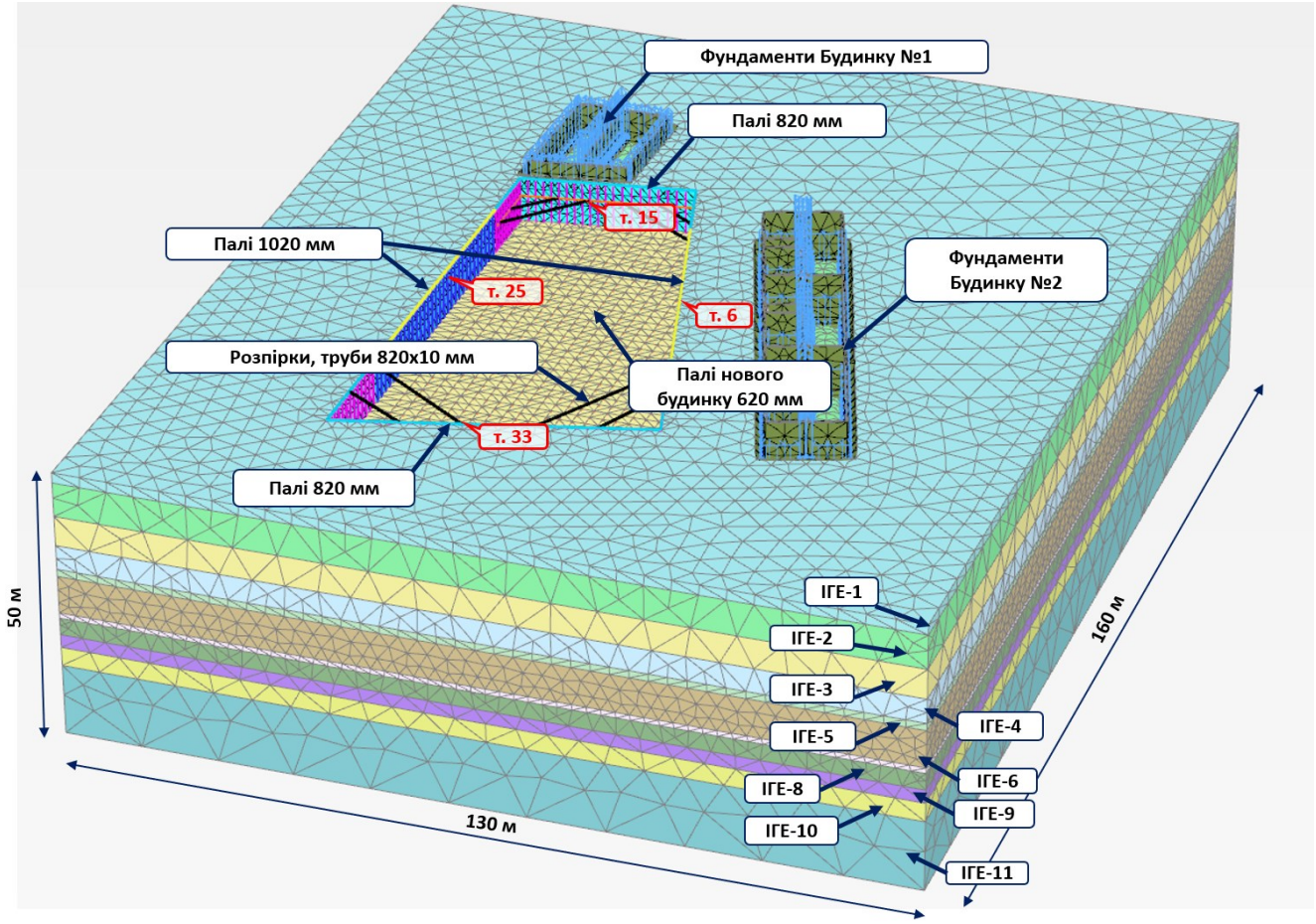


Рисунок 3.7. Просторова скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», на етапі розробки котловану до проектної відмітки

Спочатку розрахунок виконувався з вхідними параметрами моделі ґрунту, зазначеними у звіті про інженерно-геологічні вишукування на ділянці, а потім параметри моделі були уточнені (ідентифіковані) для наближення результатів числового моделювання та фактичних даних геодезичного моніторингу щодо переміщення конструкцій. При ідентифікації параметрів моделі ґрунту особлива увага була приділена деформативним та міцнісним параметрам інженерно-геологічних елементів на глибину влаштування підпірних стін. В межах глибини котловану (для ІГЕ-2 – супісок твердий та ІГЕ-3 – супісок пластичний) параметр E_{ur}^{ref} при ідентифікації було визначено як $5E_{oed}^{ref}$ на відміну від вхідних $3E_{oed}^{ref}$ які в якості орієнтиру рекомендовані у рекомендаціях [64]. Вхідні параметри моделі ґрунтового середовища наведені у табл. 3.2.

Таблиця 3.2. Вхідні параметри моделі ґрунтового середовища

№ ІГЕ	Найменування ґрунтів	Питома вага ґрунту	Модуль деформації за результатами тривісних випробувань	Модуль деформації За результатами одометричних випробувань	Модуль пружності визначений по гілці розвантаження	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Показник ступеня Залежності жорсткості від рівня напружень	Опорний всебічний тиск
		γ	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	c	φ	m	P_{ref}
		кН/м^3	МПа	МПа	МПа	кПа	град	дол. од.	кПа
1	Супісок твердий	15,70	10	10	30	10	18	0,5	100
2	Супісок твердий	18,20	11	11	33	7	24	0,6	100
3	Супісок пластичний	19,70	7	7	21	8	23	0,6	150
4	Суглинок м’якопластичний	18,80	6	6	18	19	17	0,6	150
5	Суглинок м’якопластичний	18,30	11	11	33	25	21	0,6	200
6	Суглинок напівтвердий	20,30	20	20	60	38	17	0,7	200
7	Глина напівтверда	20,10	19	19	57	60	17	0,7	250
8	Суглинок м’якопластичний	19,10	12	12	36	25	24	0,6	300
9	Глина напівтверда	19,80	18	18	54	73	14	0,7	300
10	Суглинок м’якопластичний	18,90	12	12	36	40	19	0,6	300
11	Глина напівтверда	20,00	19	19	57	80	16	0,7	350

Числове моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» враховує основні етапи будівництва:

Етап 1 – формування напружено-деформованого стану ґрунту у сучасному природному стані;

Етап 2 – врахування навантажень від фундаментів існуючих будинків;

Етап 3 – моделювання підпірних стін;

Етап 4 – розробка котловану на глибину 4,0 м;

Етап 5 – моделювання паль для нової будівлі та монтаж розпірок;

Етап 6 – розробка ґрунту котловану до проектної відмітки -7,5 м.

Скінченно-елементна модель спочатку була створена у тривимірній постановці, що дає можливість врахувати фактор просторової жорсткості конструкцій підпірної стіни та існуючих будинків і коректно визначити їх напружено-деформований стан. Результати числового моделювання, а саме переміщення підпірних стін та додаткові осідання існуючих будинків, отримані, при використанні вхідних параметрах ґрунтів, наведені на рис. 3.8.

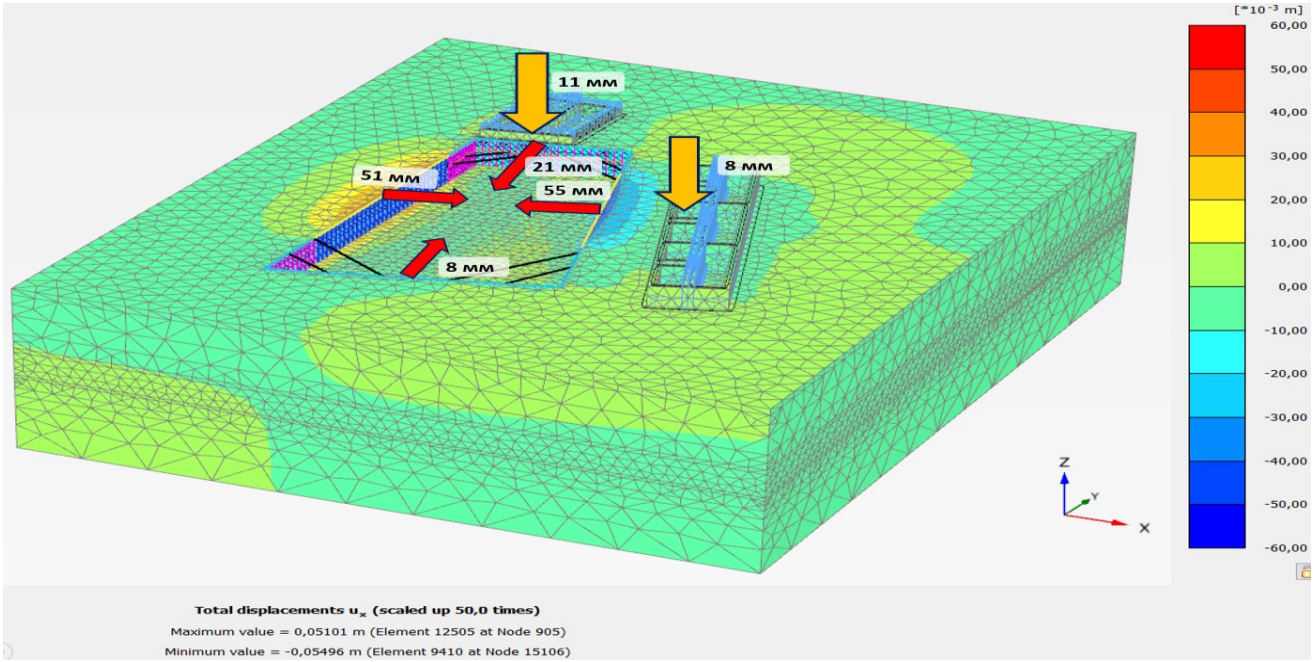


Рисунок 3.8. Горизонтальні переміщення підпірної стіни та додаткові осідання існуючих будинків, на етапі розробки котловану до проектної відмітки

За результатами первинного моделювання з використанням вхідних параметрів були визначені консервативні значення осідань існуючої забудови та

переміщення підпірних стін, які значно перевищували дані, отримані за результатами моніторингу. Тому було прийнято рішення провести зворотний аналіз на основі даних фактичних переміщень, отриманих під час геодезичного моніторингу для уточнення параметрів моделі ґрунту і їх подальшої ідентифікації з метою наближення результатів моделювання до фактичних геодезичних спостережень. Параметри моделі ґрунтового середовища, для яких виконувалася ідентифікація із їх вхідними та уточненими значеннями наведено в табл. 3.3.

Таблиця 3.3. Вхідні та ідентифіковані параметри моделі ґрунтового середовища

ІГЕ	E_{50}, МПа		E_{oed}, МПа		E_{ur}, МПа	
	Вхідні	Ідентифіковані	Вхідні	Ідентифіковані	Вхідні	Ідентифіковані
2	11	12	11	12	33	60
3	7	10	7	10	21	50
4	6	12	6	12	18	36
5	11	20	11	20	33	60
6	20	30	20	30	60	90

Переміщення підпірних стін та додаткові осідання існуючих будинків, отримані при числовому моделюванні з використанням ідентифікованих параметрах ґрунтів, наведені на рис. 3.9.

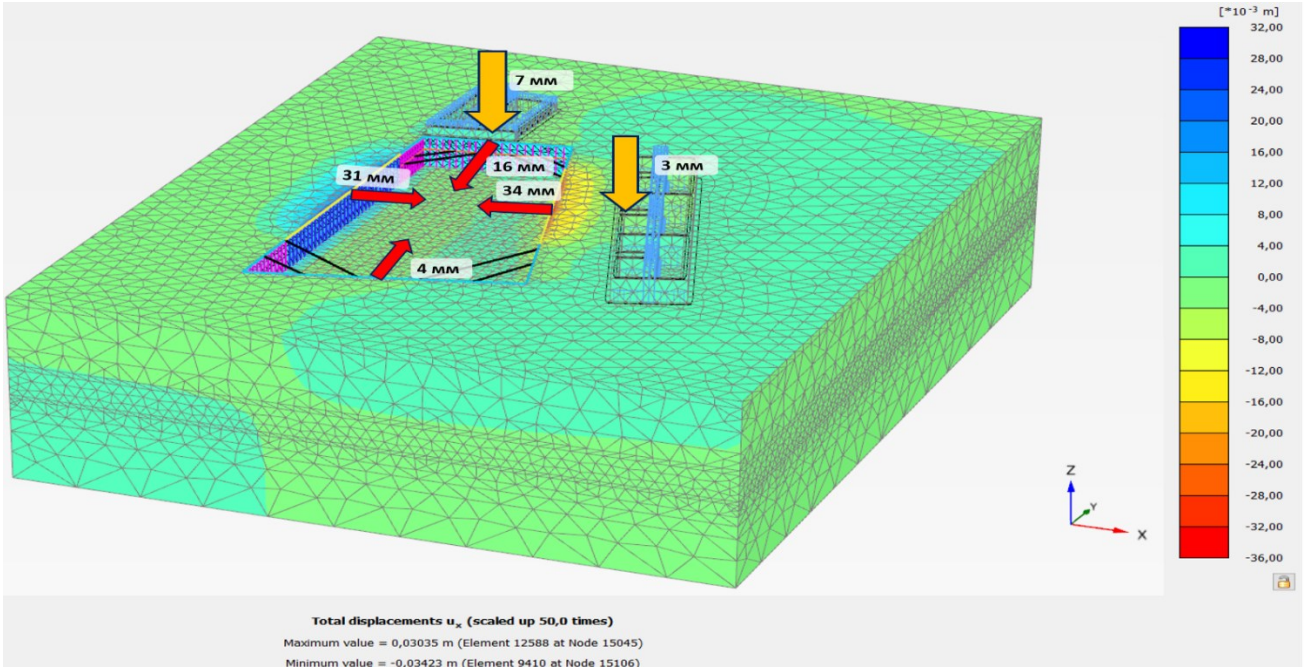


Рисунок 3.9. Горизонтальні переміщення підпірної стіни та додаткові осідання існуючих будинків, на етапі розробки котловану до проектної відмітки

Для зручності порівняння та аналізу результати числового моделювання елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», а саме переміщень підпірних стін та додаткових осідань існуючих будівель, з вхідними та ідентифікованими параметрами моделі ґрунтового середовища наведено у табл. 3.4.

Таблиця 3.4. Порівняння значень переміщень підпірних стін на додаткових осідань існуючої забудови

Варіанти отриманих результатів	Додаткові осідання будинків, мм		Переміщення точок (паль підпірної стіни котловану), мм			
	Будинок №1	Будинок №2	№15	№6	№33	№25
Моніторинг	6	3	8	16	21	35
Числове моделювання з вхідними параметрами моделі	11 (+83%)	8 (+267%)	21 (+263%)	55 (+343%)	8 (-262%)	51 (+45%)
Числове моделювання з ідентифікованими параметрами моделі	7 (+17%)	3 (0%)	16 (+100%)	34 (113%)	4 (-81%)	31 (-11%)

Показано, що безпосереднє використання параметрів ґрунтів, наведених у звіті з інженерно-геологічних вишукувань, для числового моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» без їх ідентифікації може призвести до значної (у 2-3,5 рази) похибки у визначенні розрахункових значень переміщень конструкцій. Основними причинами цього є: неточність визначення параметрів ґрунтів під час геологічних вишукувань та невідповідність режимів їх випробувань фактичним змінам їх напруженого стану протягом декількох циклів навантаження / розвантаження / повторного навантаження, що властиве ситуаціям влаштування глибоких котлованів та подальшому спорудженні в них фундаментів нових будівель, неоднорідність ґрунтових умов, вплив технології зведення підпірних стін на стан ґрунтів тощо.

Також було проведено порівняння величин згинальних моментів, отриманих за результатами числового моделювання, що виникають в палях підпірної стіни в зонах

розташування будинку 1 (точка №15) та будинку 2 (точка №6). Значення згинальних моментів, що виникають в палі в зоні розташування будинку 1 (точка №15) становлять: 275 кНм/палю, при вхідних параметрах моделі та 240 кНм/палю, при ідентифікованих параметрах моделі. Для палі в зоні розташування будинку 2 (точка №6) значення згинальних моментів становлять: 598 кНм/палю, при вхідних параметрах моделі та 531 кНм/палю, при ідентифікованих параметрах моделі.

Отже ідентифікація параметрів моделі ґрунтового середовища призводить не тільки до зменшення величин деформацій підпірної стіни та оточуючої забудови, а й до зменшення величин згинальних моментів, що виникають в палях, в середньому на 15%. Епюри переміщень та згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни, для точок №15 та №6 наведено на рис. 3.10 та рис. 3.11 відповідно.

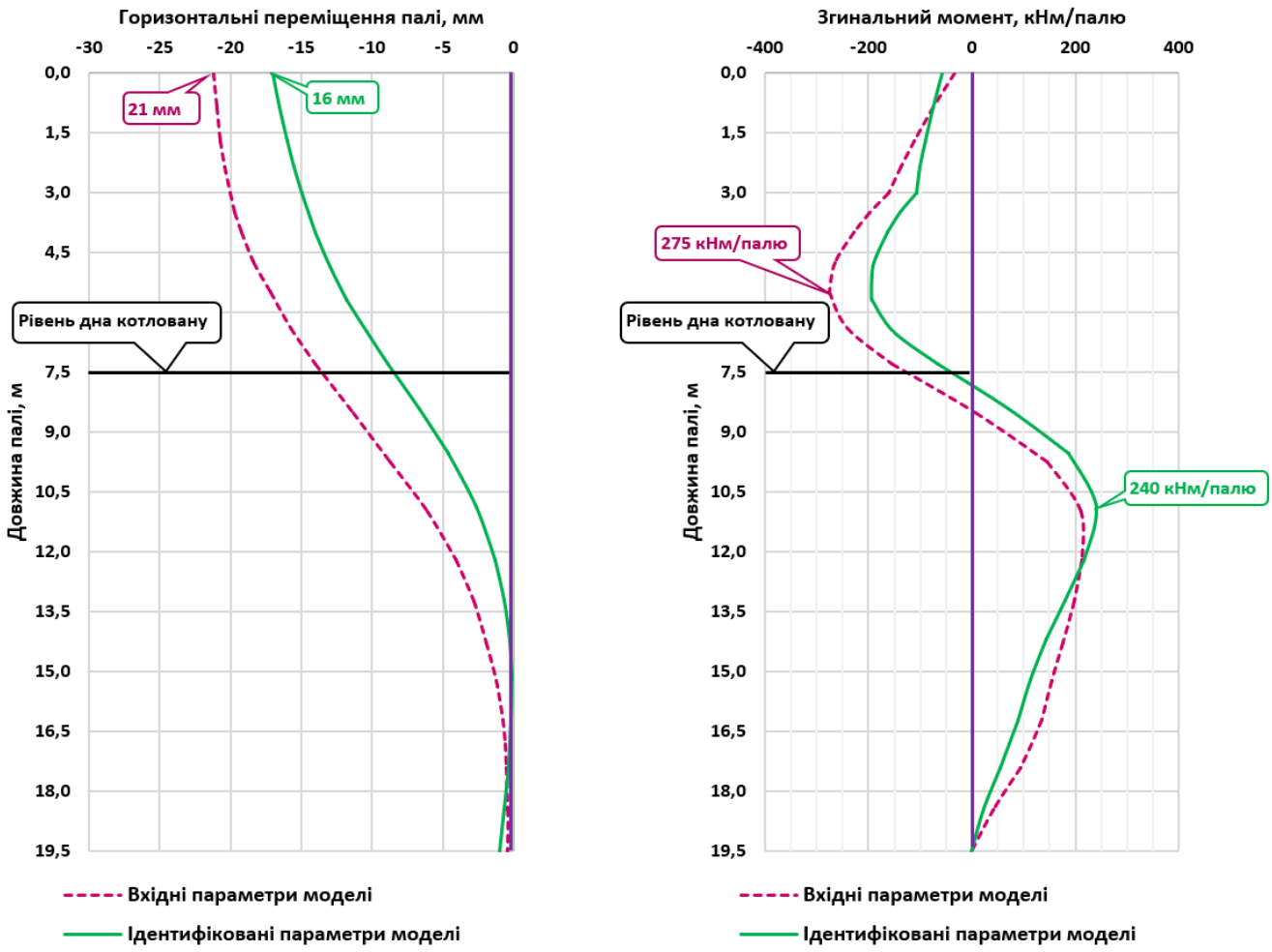


Рисунок 3.10. Епюри горизонтальних переміщень та згинальних моментів для палі в зоні розташування будинку 1 (точка №6)

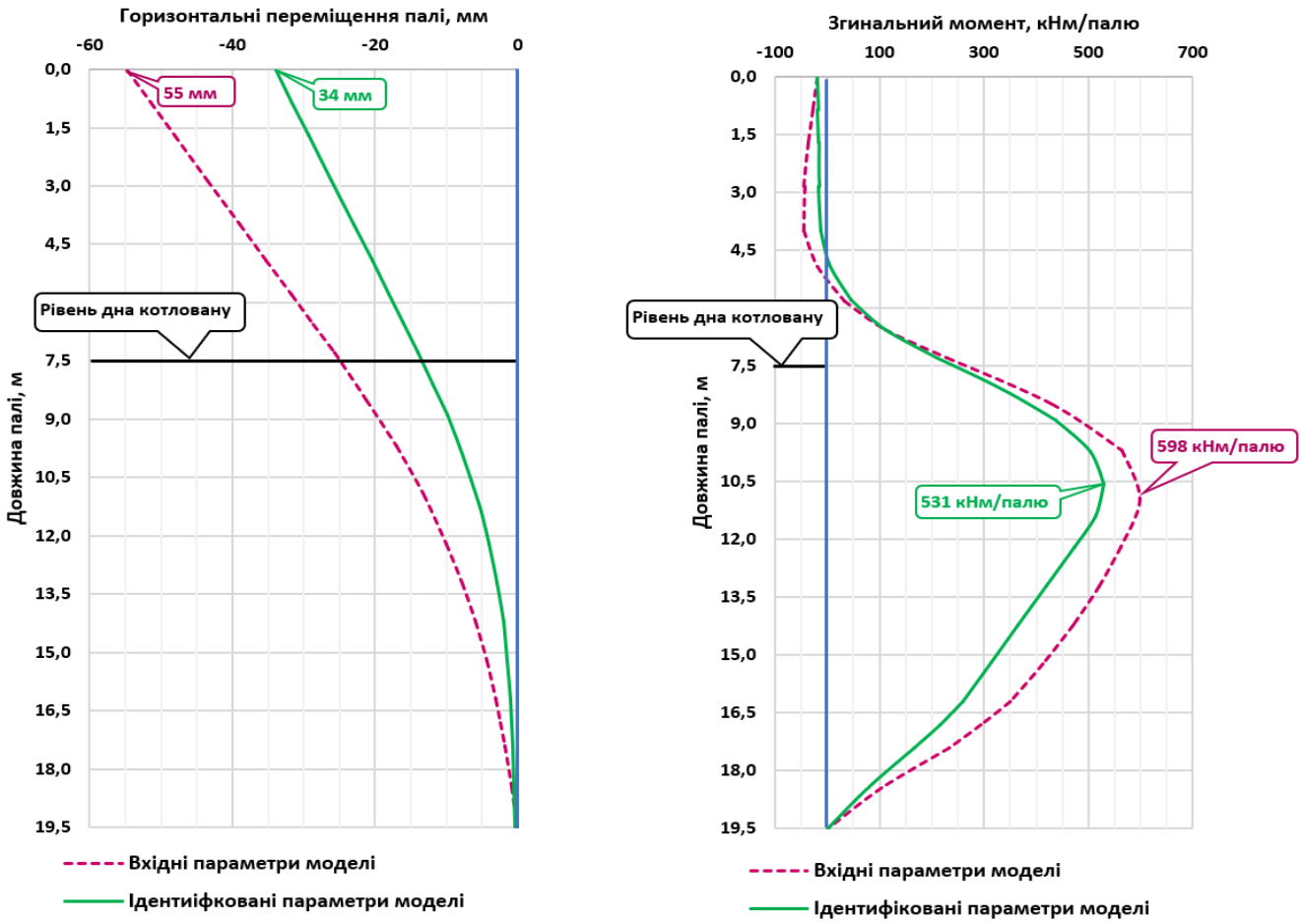


Рисунок 3.11. Епюри горизонтальних переміщень та згинальних моментів для палі в зоні розташування будинку 2 (точка №15)

Ідентифікацію рекомендується проводити на основі лабораторних випробувань параметрів ґрунту в широкому діапазоні умов навантаження, при одновісному та тривісному стисненні з використанням спеціально розробленої програми випробувань ґрунтів, що відображатиме етапи: консолідації (відтворення природного НДС зразка ґрунту), навантаження, розвантаження та повторного навантаження з величинами тисків, що характерні даним глибинам відбору зразків ґрунтів та подальшим експлуатаційним навантаженням ґрунтової основи.

Альтернативним методом ідентифікації розрахункових параметрів моделі ґрунту є влаштування дослідних котлованів для визначення фактичних значень переміщень підпірних стін та на основі зворотного аналізу уточнення розрахункових параметрів моделі ґрунту для узгодження результатів числового моделювання та даних фактичних переміщень конструкцій.

3.3 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» в плоскій постановці

За результатами розрахунку плоскої скінченно-елементної моделі (переріз 1-1) додаткові осідання існуючого будинку №1, на етапі розробки котловану до проектної відмітки, складають 12 мм, переміщення підпірної стіни складають 41 мм безпосередньо в зоні біля будинку №1 (т. №15) та 10 мм з протилежного боку котловану (т. №3). Скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» перерізу 1-1 наведена на рис. 3.12. Результати розрахунку для перерізу 1-1 наведені на рис. 3.13.

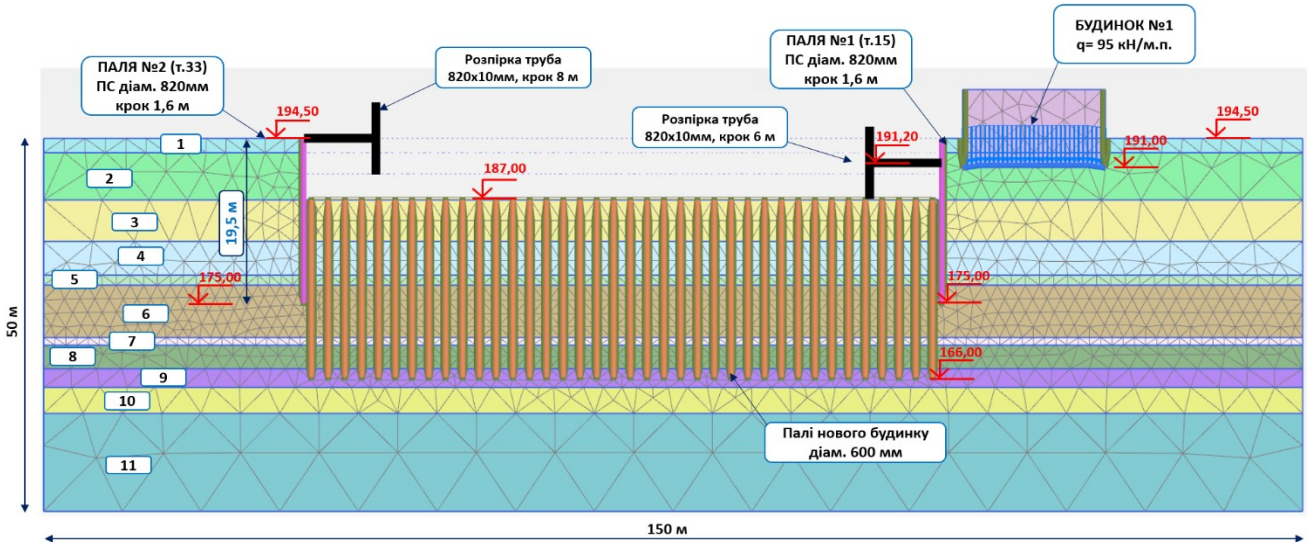


Рисунок 3.12. Плоска скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» перерізу 1-1

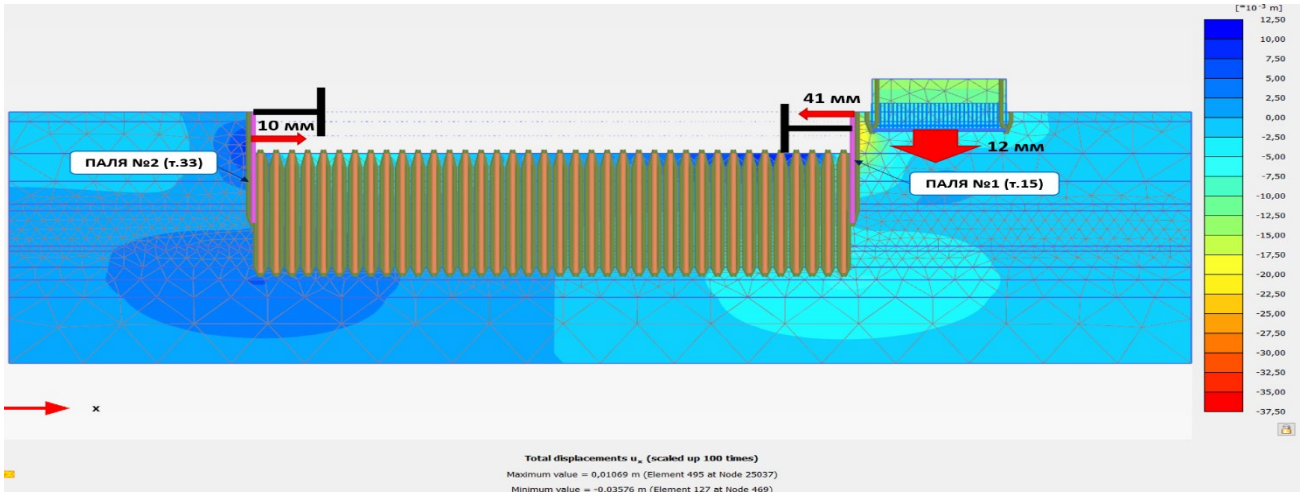


Рисунок 3.13. Переміщення основних елементів у перерізу 1-1 на етапі розробки котловану до проектної відмітки

За результатами розрахунку плоскої скінченно-елементної моделі (переріз 2-2) додаткові осідання існуючого будинку №2, на етапі розробки котловану до проектної відмітки, складають 5 мм, переміщення підпірної стіни складають 53 мм безпосередньо в зоні біля будинку №2 (т. №6) та 51 мм з протилежного боку котловану (т. №25). Скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» перерізу 2-2 наведена на рис. 3.14. Результати розрахунку для перерізу 2-2 наведені на рис. 3.15.

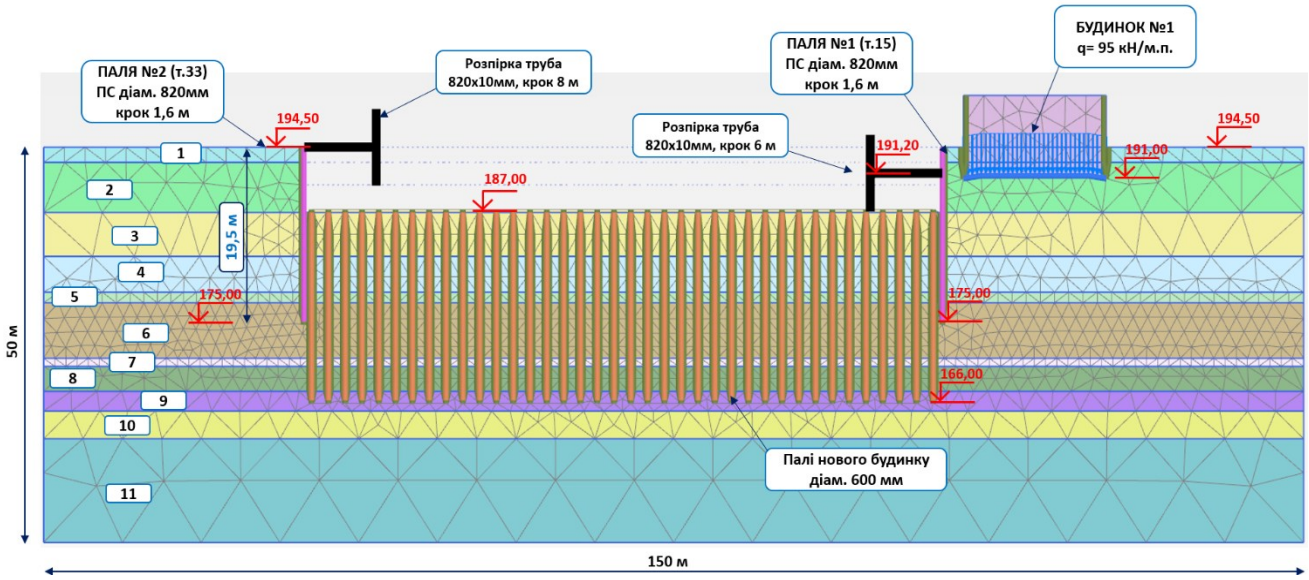


Рисунок 3.14. Плоска скінченно-елементна модель
системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» перерізу 2-2

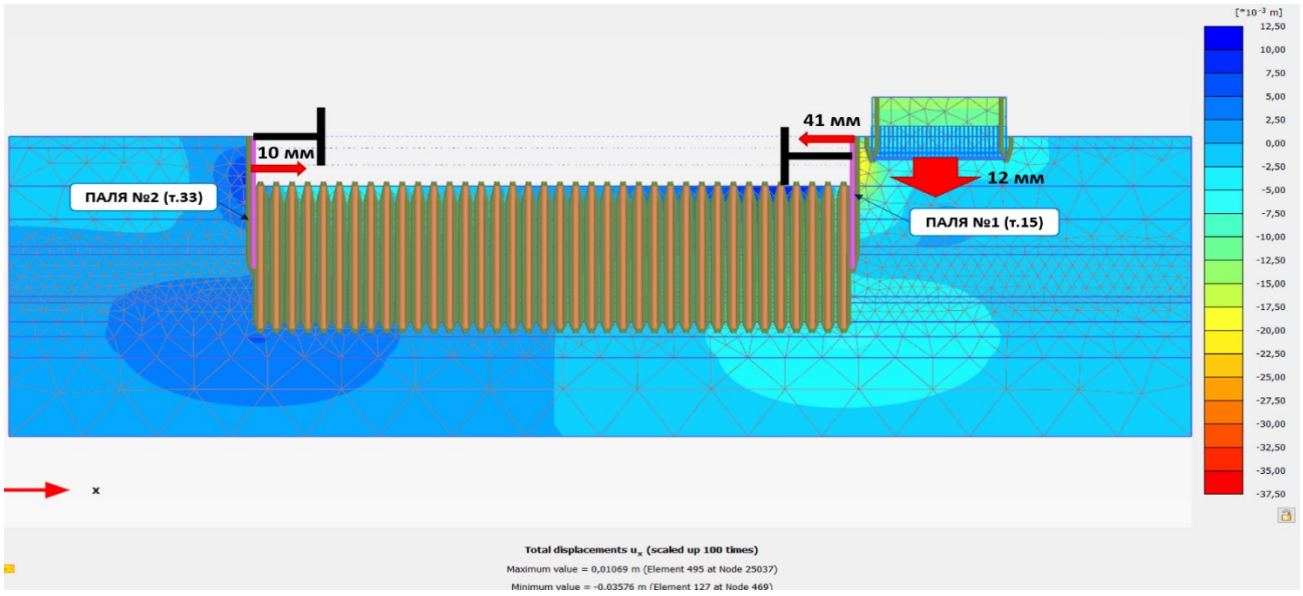


Рисунок 3.15. Переміщення основних елементів у перерізу 2-2,
на етапі розробки котловану до проектної відмітки

3.4 Аналіз і порівняння результатів числового моделювання та натурних спостережень

За результатами розрахунку в плоскій постановці додаткові осідання існуючих будинків перевищують дані отримані за результатами моніторингу на 67-100% (в середньому на 84%). З використанням просторової скінченно-елементної моделі додаткові осідання існуючих будинків значно наближені до даних моніторингу, проте перевищують їх на 0-17% (в середньому на 9%).

Переміщення паль підпірної стіни (визначених для точок №15, №6, №33, №25) за результатами розрахунку в плоскій постановці значно перевищують дані отримані за результатами моніторингу на 45-412% (в середньому на 185%). При використанні просторової скінченно-елементної моделі переміщення паль підпірної стіни більш наближені до даних геодезичного моніторингу, проте перевищують їх на 11-113% (в середньому на 76%).

Детальніше порівняння значень додаткових осідань існуючих будинків та горизонтальних переміщень паль підпірних стін наведено у табл. 3.5.

Таблиця 3.5. Порівняння значень переміщень

Варіанти отриманих результатів	Додаткові осідання будинків, мм		Переміщення точок (паль підпірної стіни котловану), мм			
	Будинок №1	Будинок №2	№15	№6	№33	№25
Моніторинг	6	3	8	16	21	35
Просторова СЕМ	7 (+17%)	3 (0%)	16 (+100%)	34 (113%)	4 (-81%)	31 (-11%)
Плоска СЕМ	12 (+100%)	5 (+67%)	41 (+412%)	53 (+231%)	10 (-52%)	51 (+45%)

Для комплексної оцінки НДС елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» також було виконано аналіз значень згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни (визначених для точок №15, №6, №33, №25). Згідно з аналізом результатів числового моделювання значення згинальних моментів, отриманих за числовим моделюванням з використанням плоскої СЕМ, більші на 14-33% (в середньому на 25%) за значення отримані з використанням просторової

СЕМ. Детальніше порівняння значень згинальних моментів в палях огородження котловану наведено у табл. 3.6.

Таблиця 3.6. Порівняння значень згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни

Варіанти отриманих результатів	Максимальні згинальні моменти в точках (паль підпірної стіни котловану), кНм/палю			
	№15	№6	№33	№25
Просторова СЕМ	240	531	345	549
Плоска СЕМ	320 (+33%)	659 (+24%)	448 (+30%)	624 (+14%)

Детальніше порівняння епюр горизонтальних переміщень та згинальних моментів, що виникають в палях в т. №15 (біля будинку 1) та №6 (біля будинку 2) наведено на рис. 3.16-3.17.

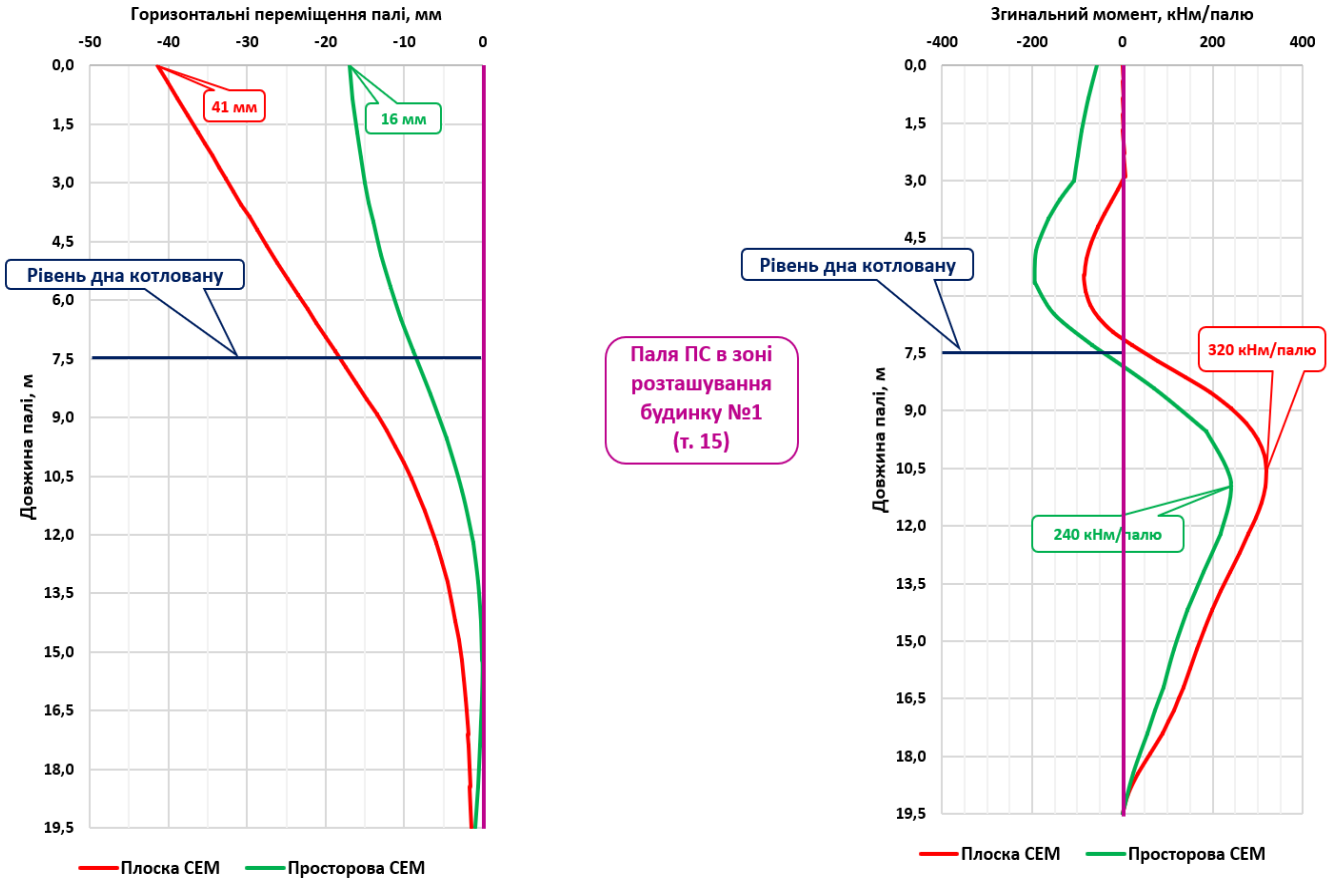


Рисунок 3.16. Епюри горизонтальних переміщень та згинальних моментів для палі в точці №15

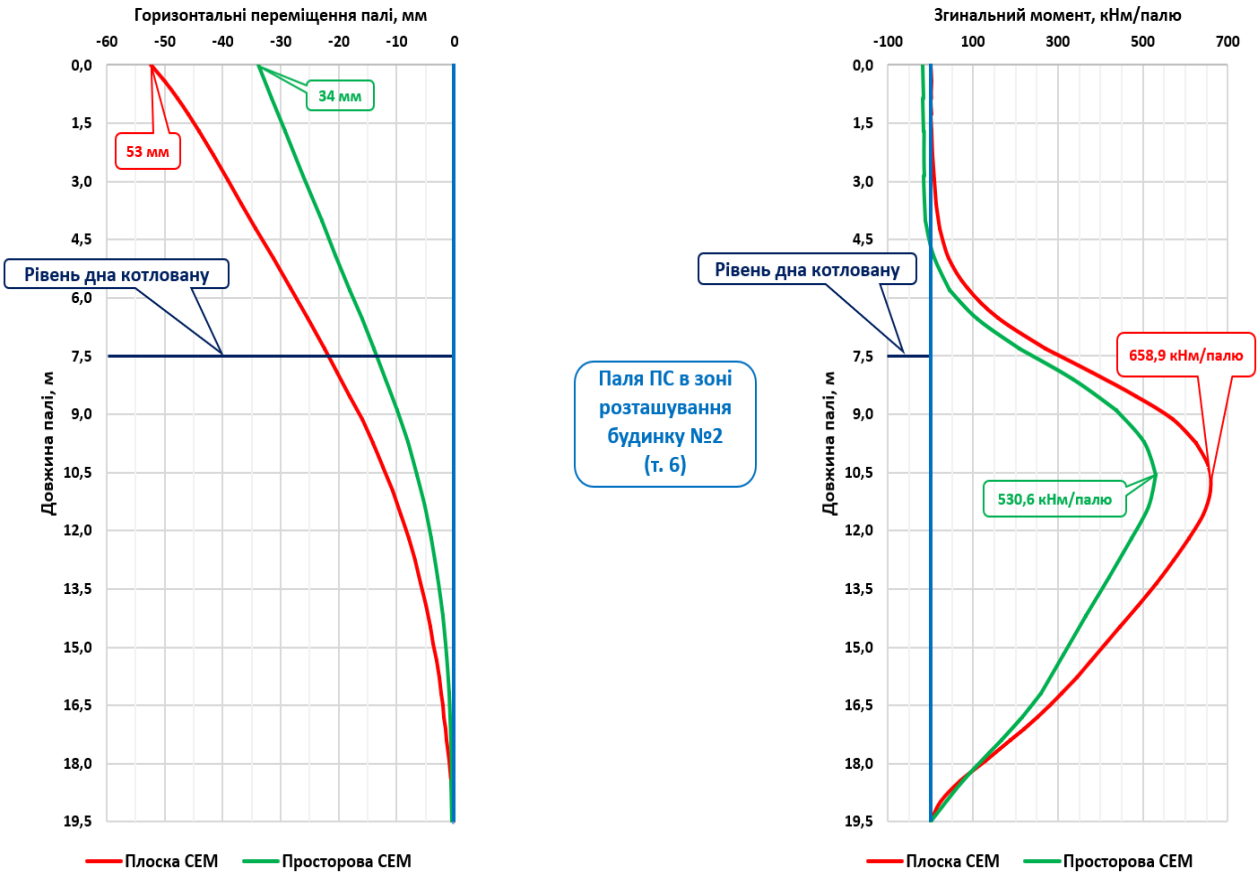


Рисунок 3.17. Епюри горизонтальних переміщень та згинальних моментів для палі в точці №6

3.5 Рекомендації щодо вдосконалення методики оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі»

На основі проведених розрахунків, що відображені в Розділі 2 та Розділі 3, розроблено рекомендації та створено алгоритм оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», що відображає комплексний процес проектування підпірних стін. Алгоритм можна умовно поділити на 6 основних блоків:

1. *Аналіз вихідних даних:*

1.1. Детальне вивчення та аналіз даних інженерно-геологічних вишукувань. Особливу увагу слід звертати на: нашарування ґрунтів, їх вид та стан, а також гідрологічний режим в межах ділянки будівництва.

1.2. Аналіз конструктивних рішень проєктуємого будинку, а саме: конструктивна схема будинку, тип фундаментів, глибина закладання фундаментів, навантаження.

1.3. Аналіз даних обстеження технічного стану існуючих будинків, а саме: конструктивна схема існуючих будинків, тип фундаментів, глибина закладання фундаменту, навантаження на фундамент та технічний стан будинку за результатами обстеження.

2. *Створення інформаційної моделі:*

2.1. Визначення конфігурації підпірної стіни (довжина, діаметр, крок паль).

2.2. Вибір моделі ґрунтового середовища. Для коректної оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» рекомендується використовувати модель зі зміною параметрів ґрунтів в залежності від рівня напружень у ґрунті – Hardening Soil Model.

2.3. На основі даних з інженерно-геологічних вишукувань визначити основні параметри моделі, при відсутності параметрів необхідно проводити додаткові лабораторні або польові вишукування.

3. *Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі»:*

3.1. Моделювання рекомендовано виконувати як в просторовій так і в плоскій постановці, для оцінки надалі збіжності результатів моделювання. Така реалізація в обох постановках можлива в різних програмних комплексах, таких як PLAXIS та MIDAS GTS NX та інших.

3.2. Рекомендовано розпочинати моделювання в плоскій постановці, для попередньої оцінки напружено-деформованого стану та перевірки конфігурації підпірної стіни. При моделюванні в плоскій постановці ґрунтовий масив реалізовується трикутними 15-вузловими елементами. Підпірна стіна в плоскій постановці моделюється елементом *«Plate»* - пластинчастий елемент, (тут і далі назви елементів приведені для прикладу із ПК PLAXIS) з приведеними жорсткістними характеристиками. Для врахування взаємодії (імітації зони контакту) між підпірною

стіною та ґрунтовим масивом необхідно використовувати елемент *«Interface»*, та відповідно призначити параметр R_{inter} для кожного інженерно-геологічного елемента.

3.3. При моделюванні в просторовій постановці ґрунтовий масив реалізовується тетраедральними 10-вузловими елементами. Для моделювання підпірної стіни рекомендовано використовувати елементи *«Beam»* та *«Embedded beam»* - стержневі елементи, що дасть можливість врахувати анізотропію підпірної стіни та більш коректно оцінити напружено-деформований стан підпірної стіни і взаємодії з ґрунтовим середовищем, врахувати просторову жорсткість підпірної стін, а також її сумісну роботу з ростверком. Також можливо, за потреби, змоделювати підпірну стіну елементом *«Plate»* (пластина) з приведеними жорсткістними характеристиками.

3.4. Обов'язковим є врахування еволюції напружено-деформованого стану ґрунтової основи та послідовності будівництва: моделювання природного напруженого стану (етап ініціалізації), поява існуючих будинків та навантаження від них, влаштування підпірної стіни, почергова розробка котловану, влаштування конструкцій проектуємої будівлі, експлуатація будівлі. Врахування послідовності будівництва дозволить врахувати ступені розвантаження/повторного навантаження ґрунтового масиву.

3.5. Якщо передбачається влаштування водозниження в межах будівельного майданчику, цей ефект необхідно обов’язково врахувати при моделюванні.

4. *Аналіз результатів числового моделювання та подальші кроки:*

4.1. Якщо за результатами моделювання переміщення підпірних стін u_{max} та додаткові осідання існуючих будинків s_{max} не перевищують граничні значення $u_{max,u}$ та s_u відповідно (умова 1 та 2), результати вважаються прийнятними. В такому разі рекомендовано продовжити розробку конструктивних рішень підпірної стіни, подальше будівництво і проведення моніторингу за деформаціями підпірної стіни та оточуючої забудови.

4.2. Якщо за результатами моделювання хоча б одна умова не виконується то необхідно корегувати інформаційну модель.

5. *Коригування інформаційної моделі:*

5.1. Коригування інформаційної моделі можливо виконати, після числового моделювання в плоскій постановці, шляхом зміни жорсткості підпірної стіни, а також введення додаткових елементів підвищення жорсткості (розпірки, контрфорси, ґрунтові берми тощо).

5.2. Якщо результати числового моделювання в просторовій постановці не задовільні, рекомендовано в першу чергу проводити ідентифікацію параметрів моделі ґрунтового середовища.

6. *Ідентифікацію параметрів моделі ґрунтового середовища можливо виконати:*

6.1. На основі лабораторних випробувань параметрів ґрунту (в широкому діапазоні умов навантаження / розвантаження та повторного навантаження, при одновісному та тривісному стисненні) [111].

6.2. Шляхом влаштування дослідних котлованів для визначення фактичних значень переміщень підпірних стін та на основі зворотного аналізу уточнення розрахункових параметрів моделі ґрунту для узгодження результатів числового моделювання та даних фактичних переміщень конструкцій.

6.3. Проведення польових випробувань ґрунтів (натурні випробування паль на будівельному майданчику [3], статичне зондування ґрунтів – CPTu, та дилатометричні випробування – DMT [27]).

6.4. Також ідентифікацію параметрів моделі ґрунтового середовища можливо виконати на основі даних моніторингу за деформаціями огородження котловану [117].

Блок-схема рекомендованого алгоритму оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» наведена на рис. 3.18.

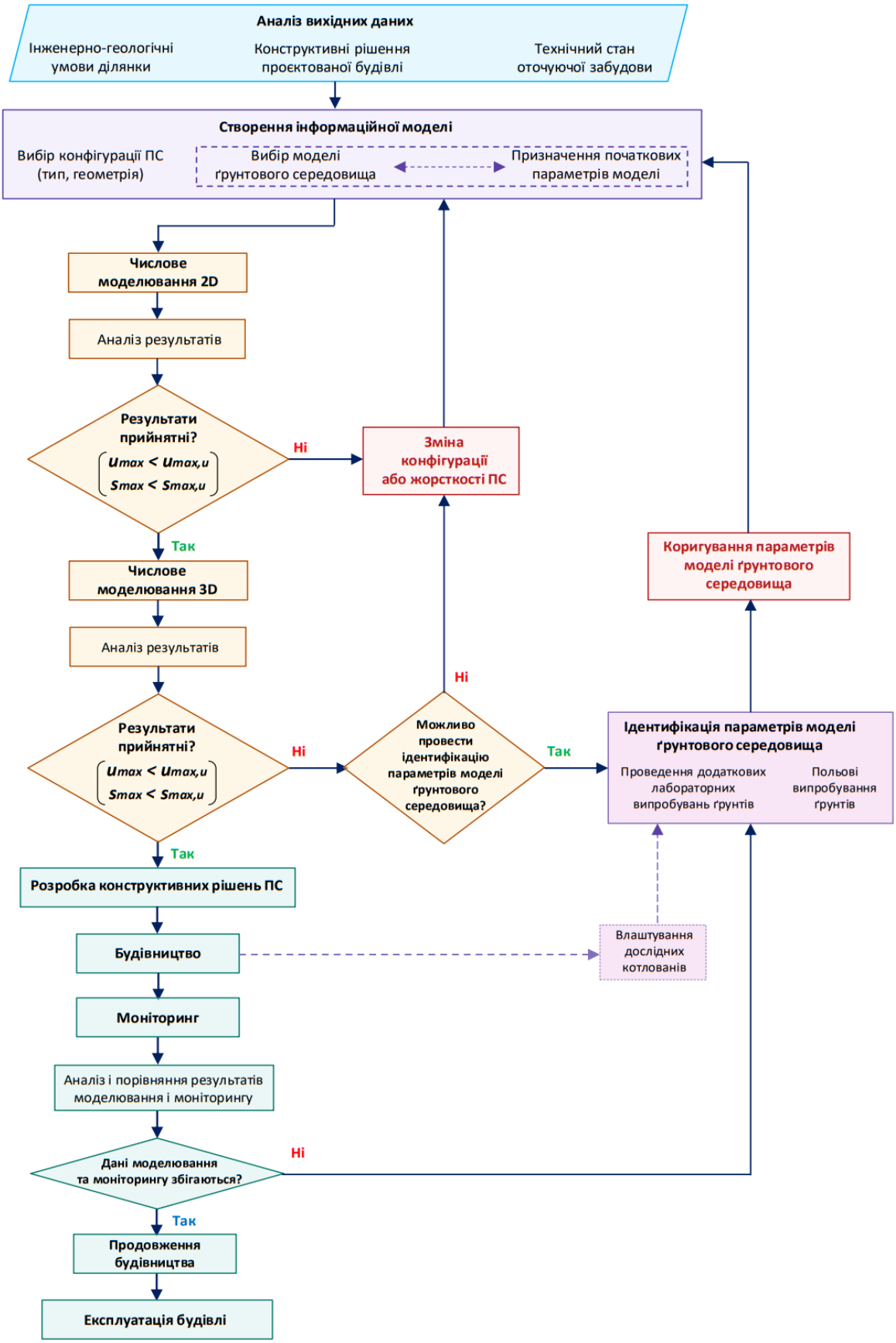


Рисунок 3.18. Рекомендований алгоритм оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі»

3.6 Висновки до розділу

1) Показано, що використання просторової моделі системи: «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» дає можливість комплексно оцінити напружено-деформований стан її елементів, за рахунок врахування просторової жорсткості конструкцій підпірної стіни та ґрунтового середовища.

2) Розрахунки системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» з використанням плоскої розрахункової схеми характеризуються систематичним завищенням розрахункових значень переміщень порівняно з результатами моніторингу. Значення додаткових осідань існуючих будівель вищі на 67–100% (середнє значення 84%), горизонтальні переміщення верху підпірних стін на 45–412% (середнє 185%). Крім того, аналіз розподілу згинальних моментів у палях демонструє, що використання плоскої розрахункової схеми призводить до завищення їх значень на 14–33% (середнє 25%) відносно просторової моделі, що призводить в подальшому до перевитрат матеріалів і підвищення вартості конструкцій підпірних стін. Така різниця зумовлена ігноруванням просторових ефектів взаємодії конструкцій, зокрема роботи розпірної системи та варіабельності геометрії котловану. Проте тривалість розрахунку даної моделі значно менше ніж просторової моделі, отже для швидкого аналізу використання плоскої СЕМ є виправданим.

3) Просторова скінченно-елементна модель, що враховує повну просторову жорсткість елементів системи, забезпечує значно вищу кореляцію з даними натурних спостережень і таким чином надає можливість для комплексної оцінки напружено-деформованого стану: розбіжність в значеннях додаткових осідань існуючих будинків становить до 17% (середня 9%), горизонтальних переміщеннях паль - від 11% до 113% (середня 76%), з окремими випадками локальної недооцінки.

4) Розроблено рекомендації щодо оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», що відображає комплексний процес проектування підпірних стін.

РОЗДІЛ 4. ВПРОВАДЖЕННЯ ЗАПРОПОНОВАНОЇ МЕТОДИКИ В ПРАКТИКУ БУДІВНИЦТВА

4.1 Обґрунтування конструктивних рішень підпірних стін для зсувонебезпечних територій на об'єкті впровадження у Печерському районі міста Києва

На основі розроблених рекомендацій щодо числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» виконано оцінку напружено-деформованого стану огородження котловану, що виконане з гнучких підпірних стін та підбір ефективних конструктивних рішень даних споруд (діаметр паль, довжина паль, крок паль, кількості рядів паль, технологія влаштування елементів підпірної стіни), з метою забезпечення стійкості схилу та граней котловану в зоні будівництва готельно-офісного центру у Печерському районі м. Києва.

Територія забудови відноситься до частини схилу Черепанової гори відповідно ділянка майданчику має значний перепад рельєфу. Відповідно для утримання такого масиву ґрунту необхідно розробити комплекс підпірних стін. Майданчик потенційного будівництва має значний ухил та характеризується абсолютними відмітками поверхні в межах 144,10-153,80 м. В межах дослідженої глибини до 54,0 м геологічна будова сформована відкладами четвертинного, неогенового та палеогенового періодів.

Природний рельєф ділянки похований під насипними ґрунтами серед яких переважають супіски та суглинки. Також в насипних ґрунтах часто зустрічаються включення будівельного та побутового сміття. Потужність насипних ґрунтів в межах ділянки вишукувань становить від 0,4 до 3,6 м. Четвертинні відклади незгідно залягають на розмитій поверхні міоценових глин твердих строкатих, а також міоценових відкладів полтавської світи неогенового періоду, які зустрінуто на глибинах 1,2-6,6 м в межах абсолютних відміток 150,90-141,20 м. Відклади

полтавської світи представлені: суглинками твердими, супісками твердими, пісками мілкими та пилуватими від малого ступеню водонасичення до насичених водою.

Відклади берекської світи було розкрито на глибинах 18,8-24,8 м в межах абсолютних відміток 128,50-125,30 м і представлені вони суглинками, супісками та пісками мілкими. Відклади харківської світи було досліджено на глибинах 23,4-30,4 м, в межах абсолютних відміток 123,20-120,70 м. Дана світа у розрізі представлена зелено-сірими, суглинками, супісками та пісками пилуватими. Під відкладами палеогену залягають еоценові відклади київської світи, які були викриті на глибинах 31,8-40,1 м, що відповідають абсолютним відміткам 113,00-112,30м. Дані відклади представлені суглинками напівтвердими блакитно-сірими слюдистими та глиною твердою мергельною.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю водоносного горизонту з вільною поверхнею на глибинах 13,00-22,50 м, що відповідає абсолютним відміткам від 131,10 до 130,30 м. В окремі періоди року можлива поява тимчасового водоносного горизонту типу “верховодка” в результаті втрат водонесучих мереж чи інтенсивних атмосферних опадів в товщі глинистих ґрунтів вище встановленого рівня підземних вод, що може призвести до суттєвого зниження міцності строкатих глин які є водоупором для цього типу ґрунтових вод та появі локальних зсувів у верхній частині схилу.

На основі проведених інженерно-геологічних досліджень, враховуючи літологію та фізичний стан ґрунтів, в загальній товщі відкладів виділено 20 інженерно-геологічних елементів, геолого-літологічна характеристика яких наведена нижче:

ІГЕ-1 – насипний ґрунт – супісок, суглинок, місцями з незначними включеннями буд. та побут. сміття до 10 %;

ІГЕ-2 – супісок пилуватий та піщанистий, твердий, зрідка карбонатний;

ІГЕ-3 – суглинок легкий і важкий пилуватий та піщанистий, твердий;

ІГЕ-4 – пісок мілкий, середньої щільності, малого ступеню водонасичення;

ІГЕ-5 – глина легка пилувата, тверда, неоднорідна;

ІГЕ-6 – глина легка пилувата та важка, тверда;

ІГЕ-7 – суглинок легкий та важкий піщанистий, твердий;

ІГЕ-8 – супісок піщанистий, сірий, твердий;

ІГЕ-9 – пісок мілкий, середньої щільності, від малого ступеню водонасичення до насиченого водою, місцями з тонкими прошарками та лінзами піску пилуватого;

ІГЕ-10 – пісок пилуватий, сірий, світло-сірий, жовто-сірий, середньої щільності, від малого ступеню водонасичення до насиченого водою;

ІГЕ-11/11а – суглинок важкий пилуватий. 11 – від напівтвердого до тугопластичного; 11а – м'якопластичний;

ІГЕ-12 – супісок піщанистий, жовто-зелений, текучий;

ІГЕ-13 – пісок мілкий, щільний, від середнього ступеню водонасичення до насиченого водою, місцями з тонкими з прошарками та лінзами піску пилуватого;

ІГЕ-14/14а – суглинок важкий пилуватий та піщанистий. 14 – від твердого до тугопластичного; 14а – м’якопластичний;

ІГЕ-15 – супісок піщанистий, від пластичного до текучого;

ІГЕ-16 – пісок пилуватий, щільний, насичений водою, з тонкими прошарками та лінзами піску мілкого;

ІГЕ-17 – суглинок легкий пилуватий, від твердого до тугопластичного, слюдистий, місцями з тонкими прошарками глини;

ІГЕ-18 – глина легка пилувата, тверда, карбонатна, тріщинувата, місцями з тонкими прошарками піску пилуватого.

Складність інженерно-геологічних умов ділянки обумовлена геоморфологічним розташуванням, ймовірністю утворення «верховодки», а також наявністю глинистих ґрунтів, які при замочуванні значно зменшують свої міцністні та деформаційні характеристики. Геологічна будова ділянки будівництва характеризується похилим заляганням.

За сукупністю факторів, вказаних в додатку Р ДБН А.2.1-1–2008, категорія складності інженерно-гідрогеологічних умов – III (третя), складна.

Для оцінки міцності огородження котловану та підбору протизсувних конструкцій було розглянуто 3 принципових перерізи (рис. 4.1). Інженерно-геологічний розріз по лінії IV-IV наведено на рис. 4.2. Детальніше кожен з розрахункових перерізів показано на рис. 4.3-4.4.

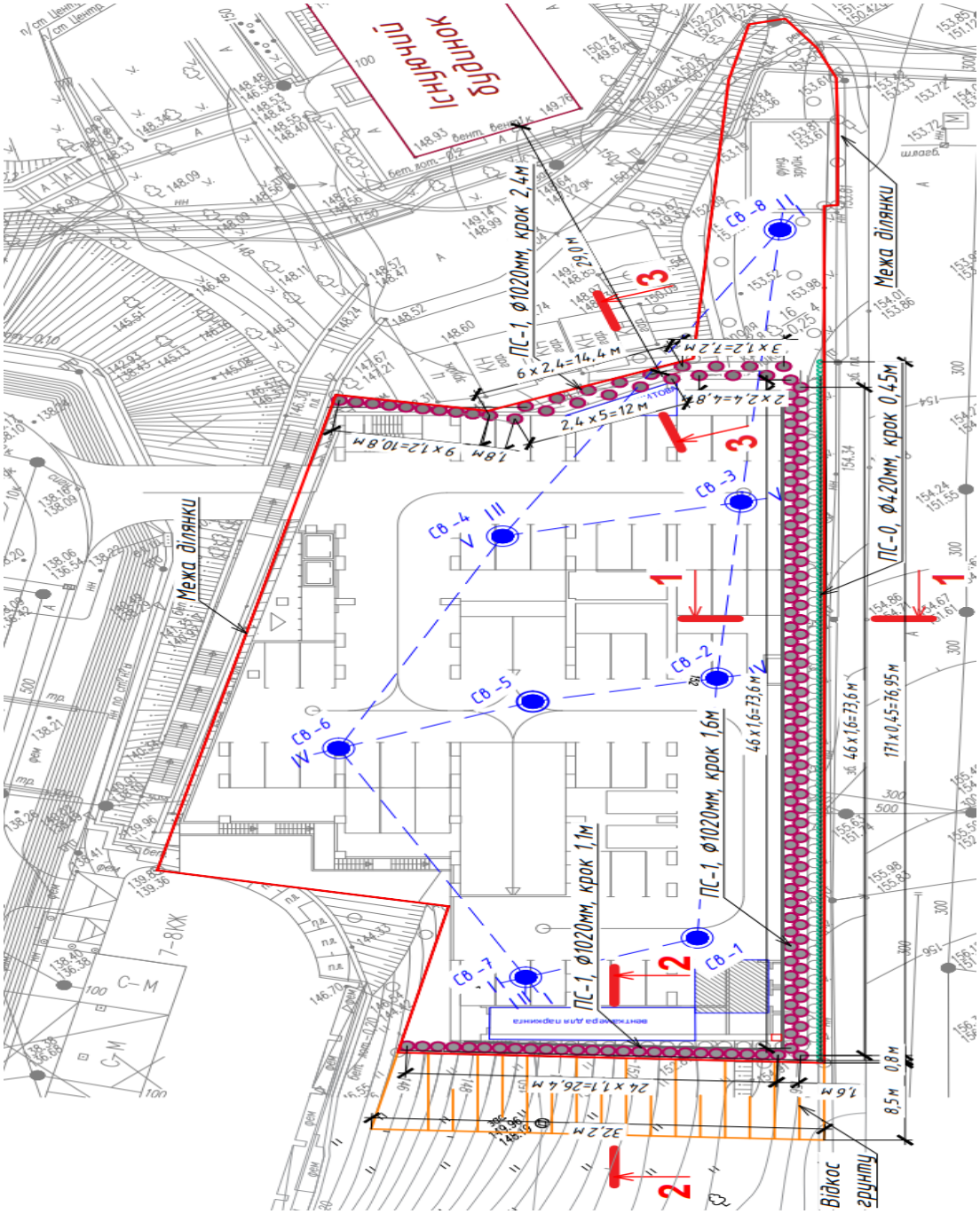


Рисунок 4.1. Схема ділянки з розрахунковими перерізами та інженерно-геологічними виробками

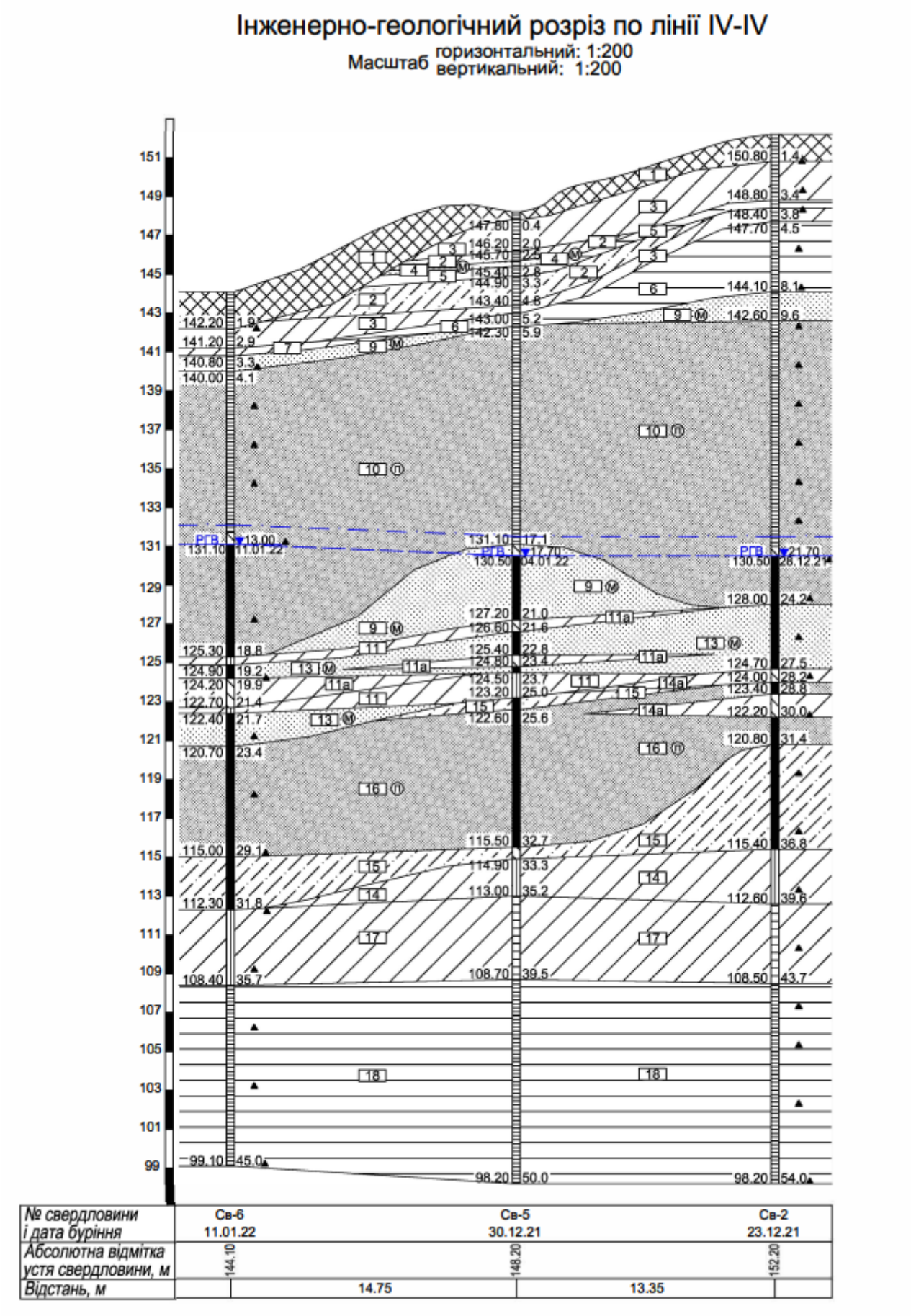


Рисунок 4.2. Інженерно-геологічний розріз за лінією IV-IV

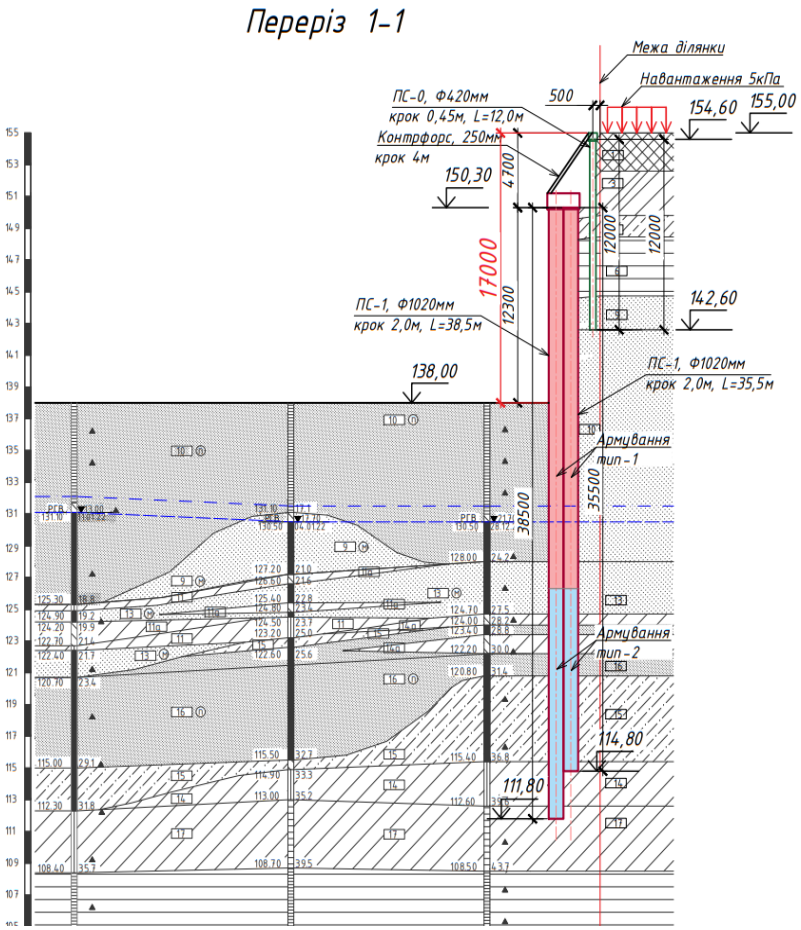


Рисунок 4.3. Переріз 1-1

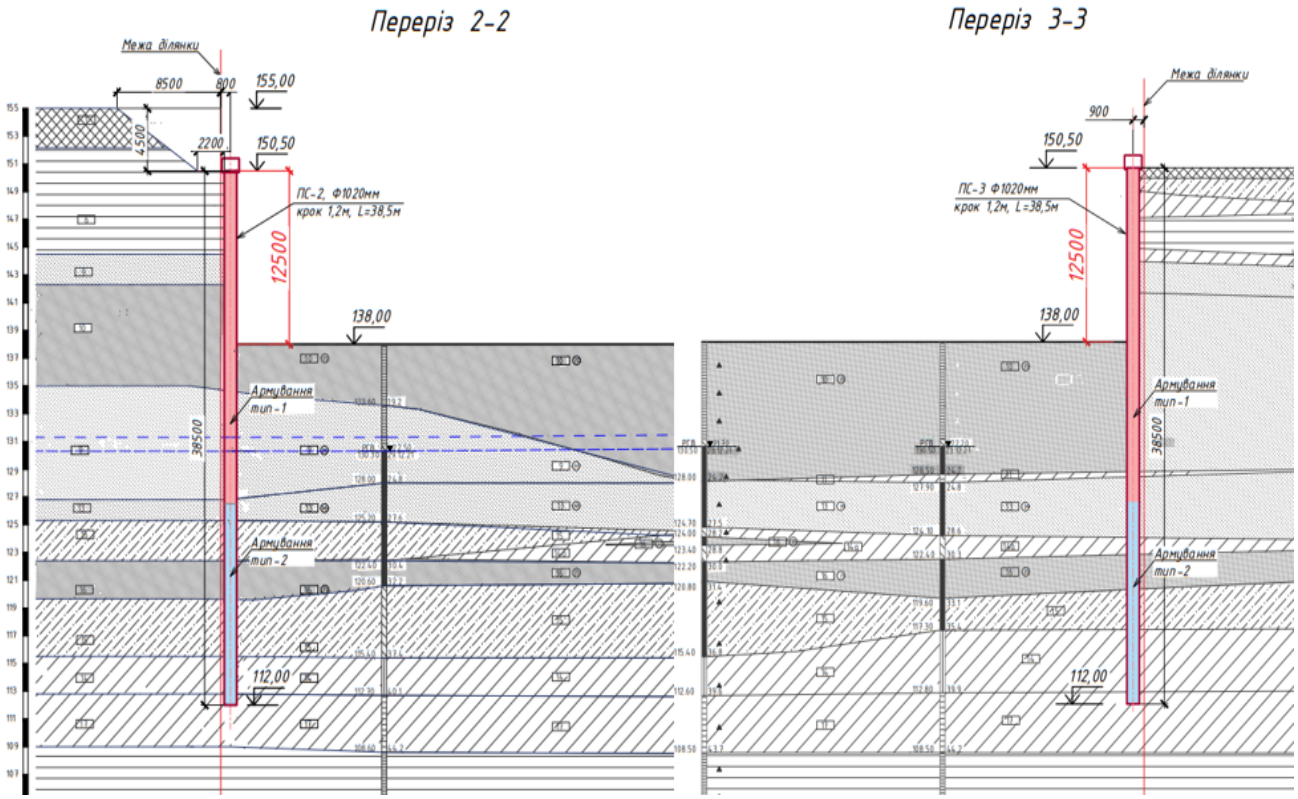


Рисунок 4.4. Перерізи 2-2 та 3-3

На основі даних інженерно-геологічних досліджень, компоновки будівлі, що зводиться та відповідно інтегрованої у неї системи підпірних стін для розрахунку було обрано три принципових розрахункових перерізи. В межах перерізу 1-1 на основі даних попередніх розрахунків та моделювання прийнято розташування буронабивних паль для 1 ярусу діаметром паль 420 мм з кроком в 0,45 м, а для 2 ярусу розташуванням в 2 ряди, відстань між рядами паль 1м, діаметром паль 1020мм, крок паль 2,0м (ПС-1). У верхній частині схилу вздовж підпірної стіни влаштовані пакувальні місця і відповідно навантаження від автомобілів буде враховуватися. Аналогічно на основі даних попередніх розрахунків та моделювання прийнято для перерізу 2-2 палі розташовані з кроком 1,2м в один ряд, палі буронабивні діаметром 1020мм (ПС-2). В межах перерізу 3-3 буронабивні палі діаметром 1020мм розташовані в один ряд з кроком 1,2м (ПС-3). За 29м від підпірної стіни є існуюча будівля, відповідно при розрахунку було враховано вплив розробки котловану на будівлю.

Розрахунки огородження котловану виконані з урахуванням послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану:

0 етап – формування напружено-деформованого стану ґрунту у сучасному природному стані;

1 етап – оцінка стійкості схилу до початку будівництва;

2 етап – влаштування підпірної стіни верхнього ярусу (ПС-0) з паль діам. 420 мм, кроком в 0,45 м;

3 етап – розробка 1-го ярусу котловану з відм. 155,00 по відм. 150,30;

4 етап – 1 етап – влаштування підпірних стіни нижнього ярусу з паль діам. 1020 мм, та кроком 2,0 м для ПС-1, 1,2 м для ПС-2 та ПС-3;

5 етап – розробка 2-го ярусу котловану (4,3м) з відм. 150,30 по відм. 146,00;

6 етап – розробка 3-го ярусу котловану (4,0м) з відм. 146,00 по відм. 142,00;

7 етап – розробка 4-го ярусу котловану (4,0м) з відм. 142,00 до проектної відмітки дна котловану 138,00;

8 етап – оцінка стійкості схилу на етапі розробки котловану до проектної відмітки.

Робота ґрунтового масиву обчислена з використанням математичної моделі ґрунту Hardening Soil Model. Параметри моделі ґрунтового середовища наведені у табл. 4.1.

Таблиця 4.1. Параметри моделі ґрунтового середовища

№ ІГЕ	Найменування ґрунтів	Питома вага ґрунту	Модуль деформації за результатами тривісних випробувань	Модуль деформації За результатами одометричних випробувань	Модуль пружності визначений по гілці розвантаження	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Показник ступеня Залежності жорсткості від рівня напружень	Опорний всебічний тиск
		γ	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	c	φ	m	P_{ref}
		кН/м^3	МПа	МПа	МПа	кПа	град	дол. од.	кПа
1	Насипний шар	16,00	16	16	48	13	23	0,5	100
2	Супісок твердий	16,25	25	25	75	20	25	0,5	100
3	Суглинок твердий	18,74	28	20	98	30	24	0,7	100
6	Глина тверда	20,60	40	35	160	81	18	0,8	100
9	Пісок дрібний	19,72	30	30	90	3	10	0,5	150
10	Пісок пилуватий	19,00	60	60	180	5	35	0,5	150
13	Пісок мілкий	18,50	30	30	90	1	29	0,5	200
14	Суглинок твердий	18,25	35	30	120	30	18	0,7	250
15	Супісок пластичний	18,25	18	18	60	12	16	0,6	250
16	Пісок пилуватий	19,03	30	30	90	2	28	0,5	250
17	Суглинок твердий	19,13	28	28	112	75	20	0,7	300
18	Глина тверда	20,01	46	39	195	120	20	0,8	350

4.1.1 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни» в просторовій постановці

Просторова СЕМ створена на основі даних інженерно-геологічних вишукувань та дозволяє відтворити основні особливості нерівномірного залягання ґрунтів та конфігурацію підпірної стіни в плані. Також при створенні розрахункової схеми враховано наявність дороги з її експлуатаційним навантаженням, що розташована впритул до межі будівельної ділянки. Просторова скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни» показана на рис. 4.5.

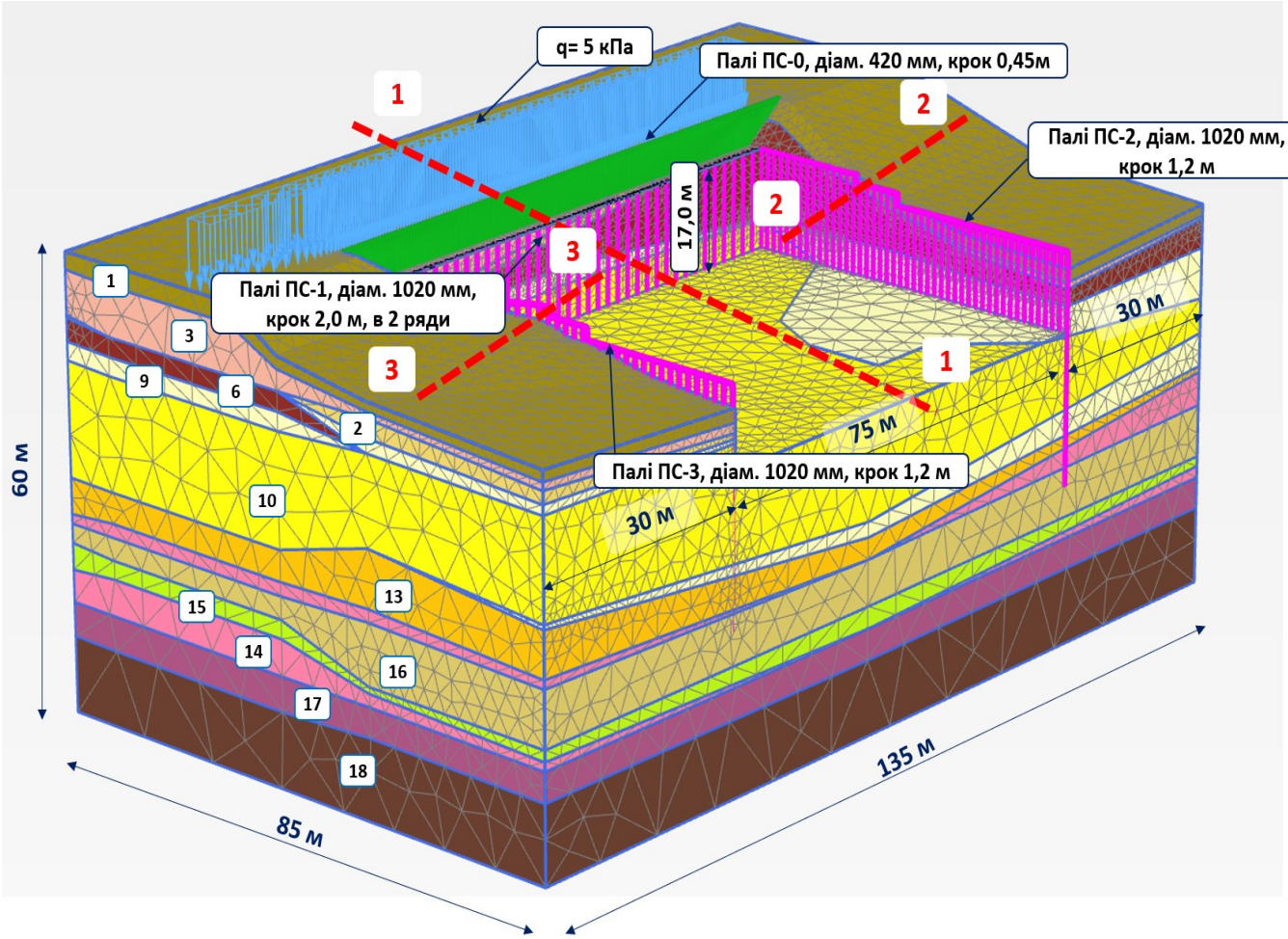


Рисунок 4.5. Просторова скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни», на етапі розробки котловану до проектної відмітки

Переміщення підпірної стіни ПС-1 складають: 81 мм в центрі (що відповідає розрахунковому перерізу 1-1), та 64 мм і 74 мм ближче до кутів відповідно. Для підпірної стіни ПС-2 переміщення складають 79 мм (що відповідає перерізу 2-2) та 31 мм в палі біля кінця підпірної стіни. Для підпірної стіни ПС-3 переміщення складають 54 мм (що відповідає перерізу 3-3) та 26 мм в палі біля кінця підпірної стіни.

Різниця між значеннями переміщень в центрі ПС-1 та ближче до кутів складають від 2 до 30%. Різниця між значеннями переміщень для ПС-2 і ПС-3 складають 60% для ПС-2 та 52% для ПС-3 відповідно. Ізополя переміщень підпірних стін наведені на рис. 4.6.

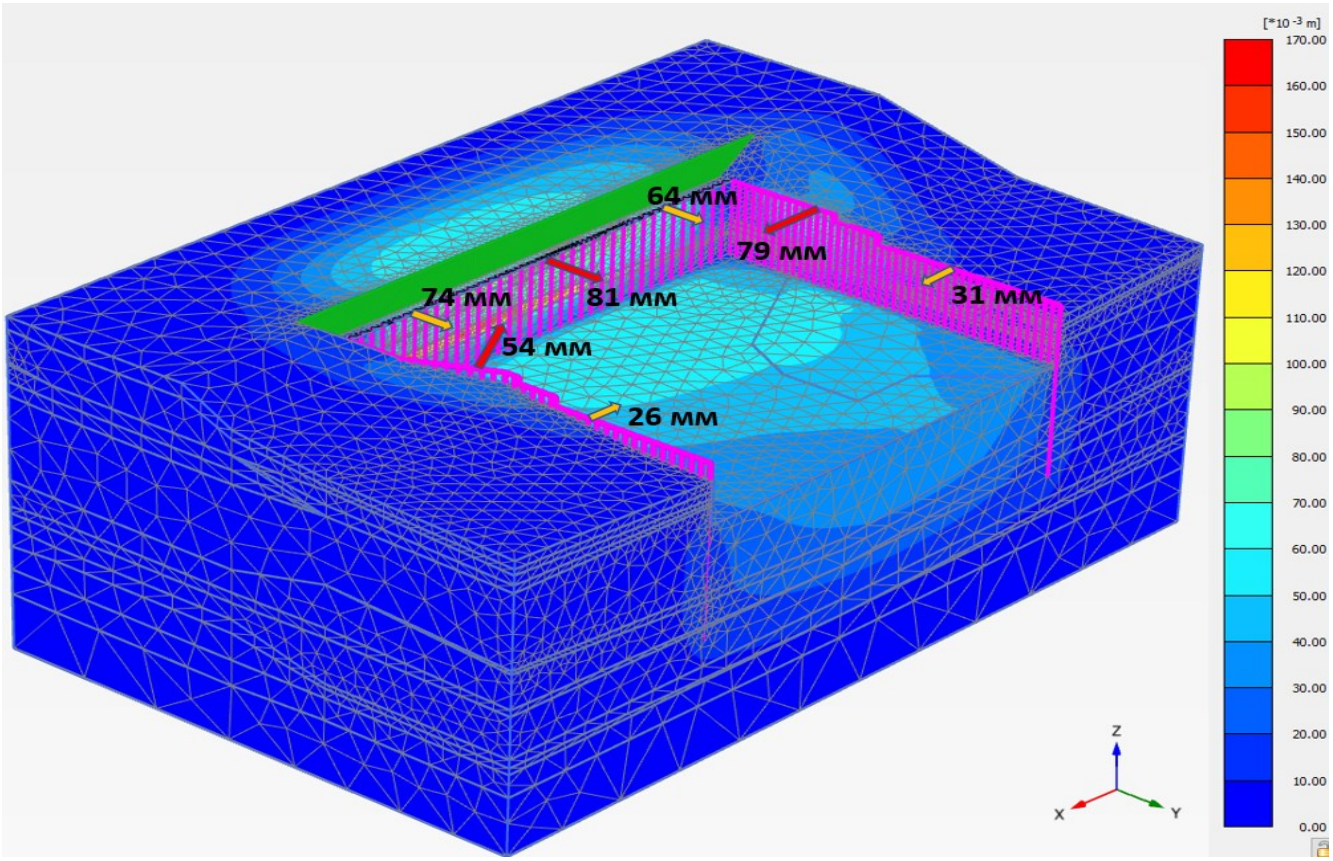


Рисунок 4.6. Горизонтальні переміщення підпірної стіни,
на етапі розробки котловану до проектної відмітки

Також було отримано значення згинальних моментів. Згинальні моменти в палях підпірної стіни ПС-1 складають: 1495 кНм в центрі (що відповідає розрахунковому перерізу 1-1), та 1246 кНм і 1391 кНм ближче до кутів відповідно. В палях підпірної стіни ПС-2 згинальні моменти складають 1232 кНм (що відповідає перерізу 2-2) та 640 кНм в палі біля кінця підпірної стіни. В палях підпірної стіни ПС-3 згинальні моменти складають 1039 кНм (що відповідає перерізу 3-3) та 597 кНм в палі біля кінця підпірної стіни.

Різниця між значеннями згинальних моментів в центрі ПС-1 та ближче до кутів складають від 7 до 16%. Різниця між значеннями згинальних моментів для ПС-2 і складає 48%, різниця між значеннями згинальних моментів для ПС-3 складає 74%. Отримані величини максимальних згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни наведені на рис. 4.7.

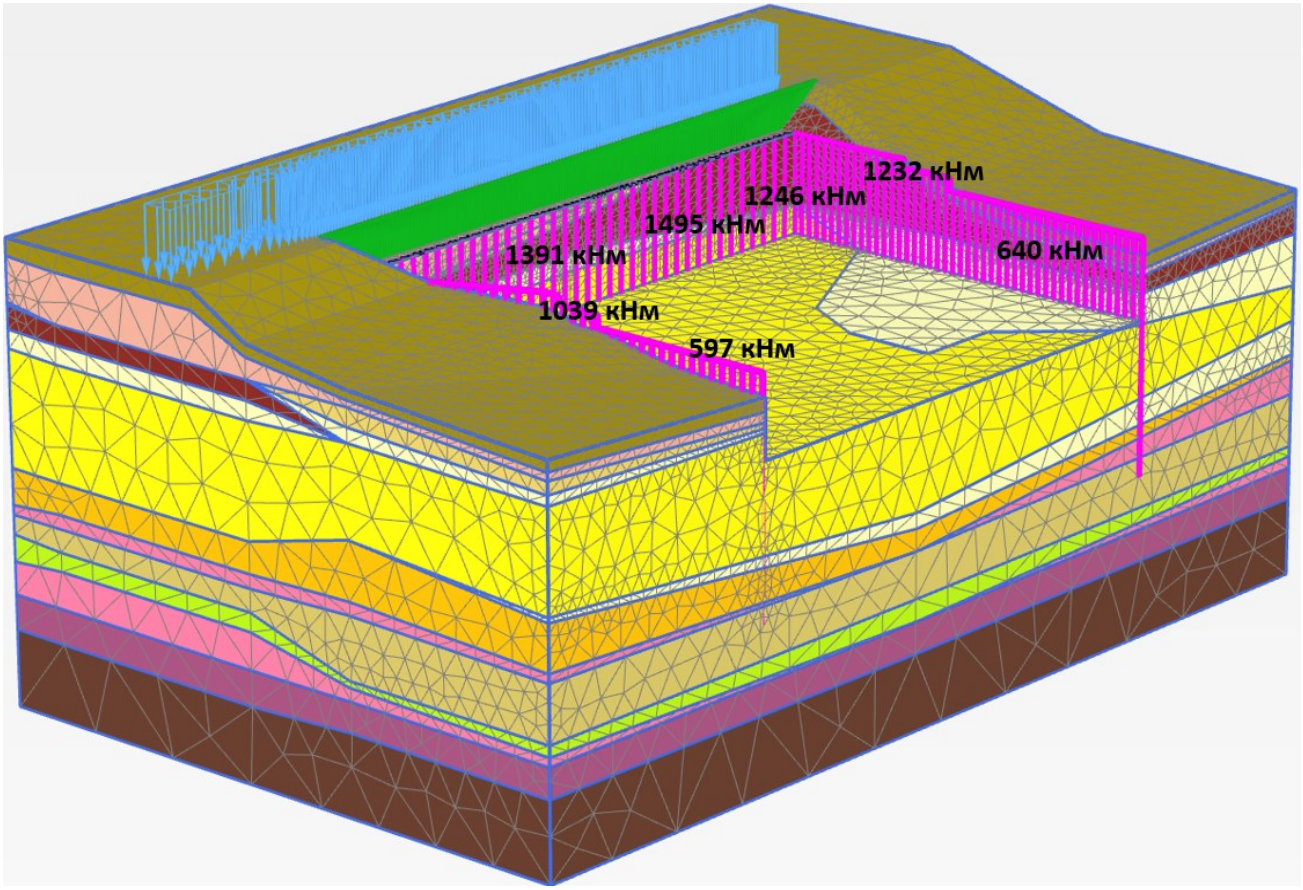


Рисунок 4.7. Значення згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни

4.1.2 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни» в плоскій постановці

Для оцінки збіжності з результатами моделювання в просторовій постановці було змодельовано три перерізи в плоскій постановці. Окрім визначення напружено-деформованого стану підпірних стін також було проведено оцінку стійкості схилу для кожного з розрахункових перерізів.

Скінченно-елементна модель перерізу 1-1 наведена на рис. 4.8. Скінченно-елементна модель перерізу 2-2 наведена на рис. 4.10. Скінченно-елементна модель перерізу 3-3 наведена на рис. 4.12.

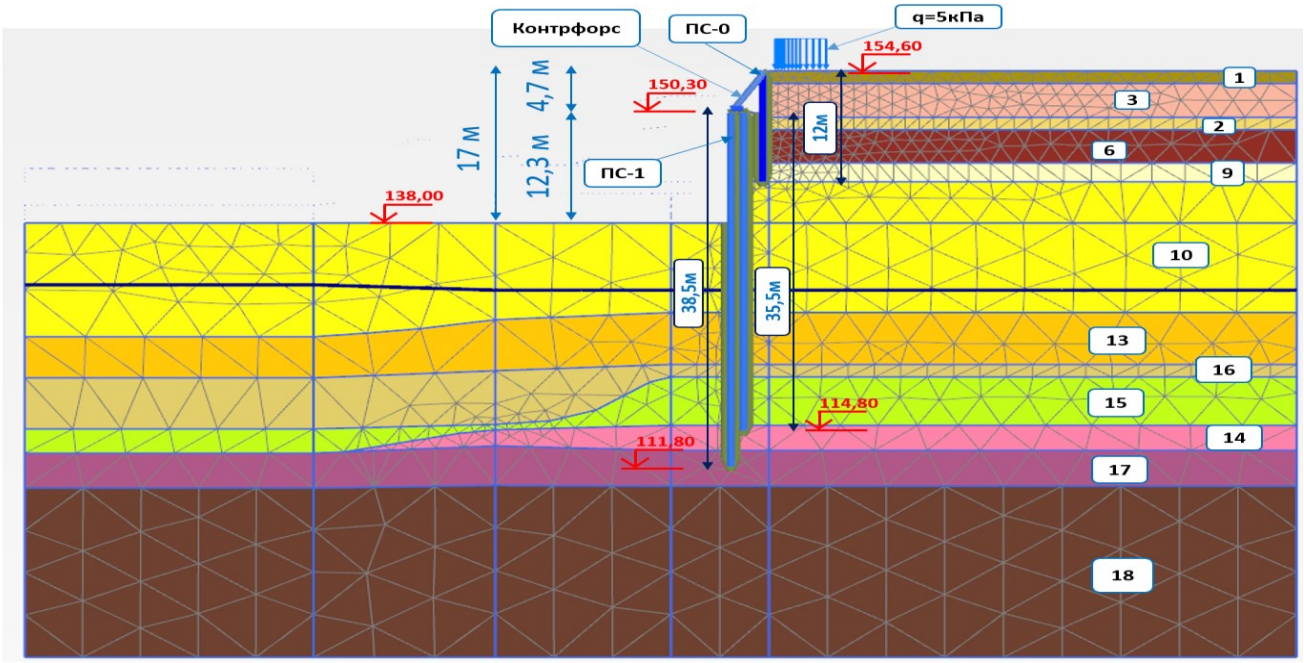


Рисунок 4.8. Плоска скінченно-елементна модель
системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни» перерізу 1-1

За результатами розрахунку плоскої скінченно-елементної моделі (переріз 1-1) переміщення підпірної стіни ПС-1 складають 76 мм, згинальний момент, що виникає в палях становить 1700 кНм/палю. В межах перерізу 1-1 коефіцієнт безпеки (аналогічний коефіцієнту стійкості) M_{sf}= *2,03* > K_{sn}= *1,25* за ДБН В.1.1-46:2017 [23]. Результати розрахунку перерізу 1-1 показано на рис. 4.9.

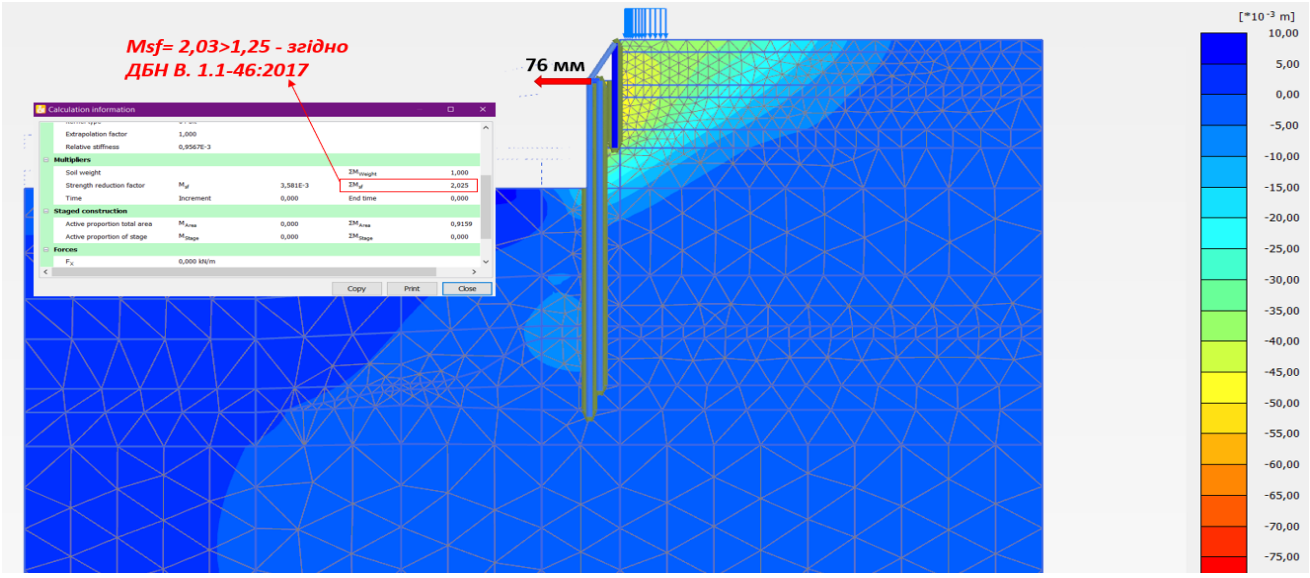


Рисунок 4.9. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації, на етапі розробки котловану до проектної відмітки для перерізу 1-1

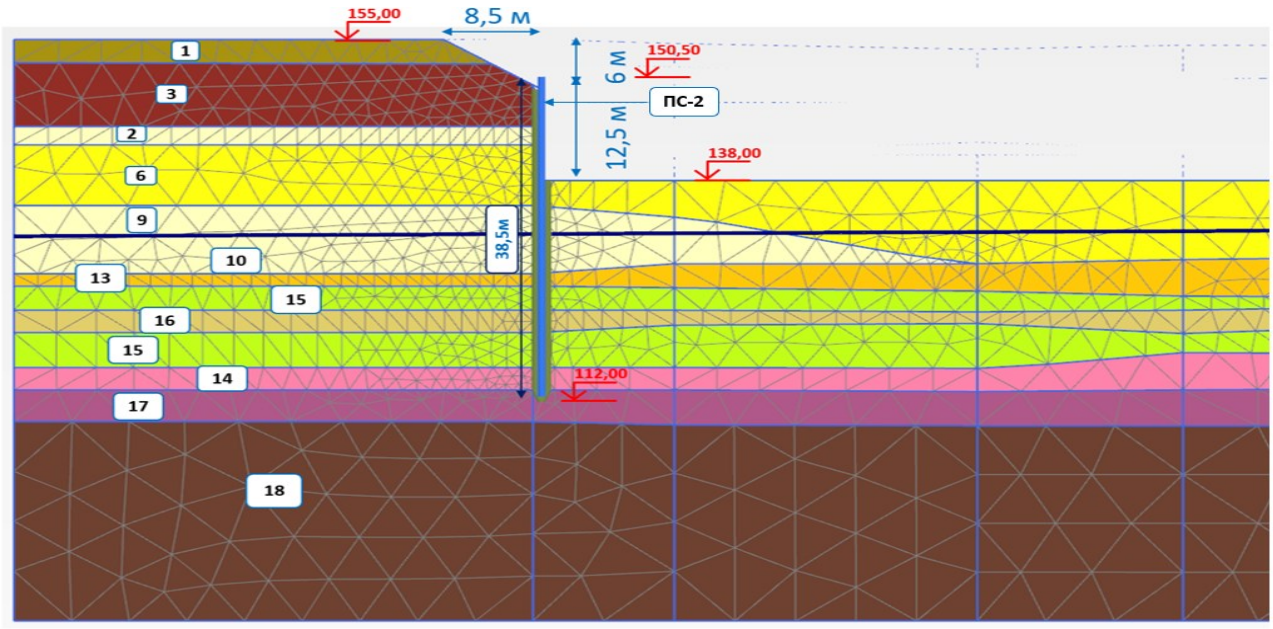


Рисунок 4.10. Плоска скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни» перерізу 2-2

За результатами розрахунку плоскої скінченно-елементної моделі (переріз 2-2) переміщення підпірної стіни ПС-2 складають 116 мм, згинальний момент, що виникає в палях становить 1627 кНм/палю. В межах перерізу 2-2 коефіцієнт безпеки (аналогічний коефіцієнту стійкості) M_{sf}= *1,89* > K_{sn}= *1,25* за ДБН В.1.1-46:2017 [23]. Результати розрахунку перерізу 2-2 показано на рис. 4.11.

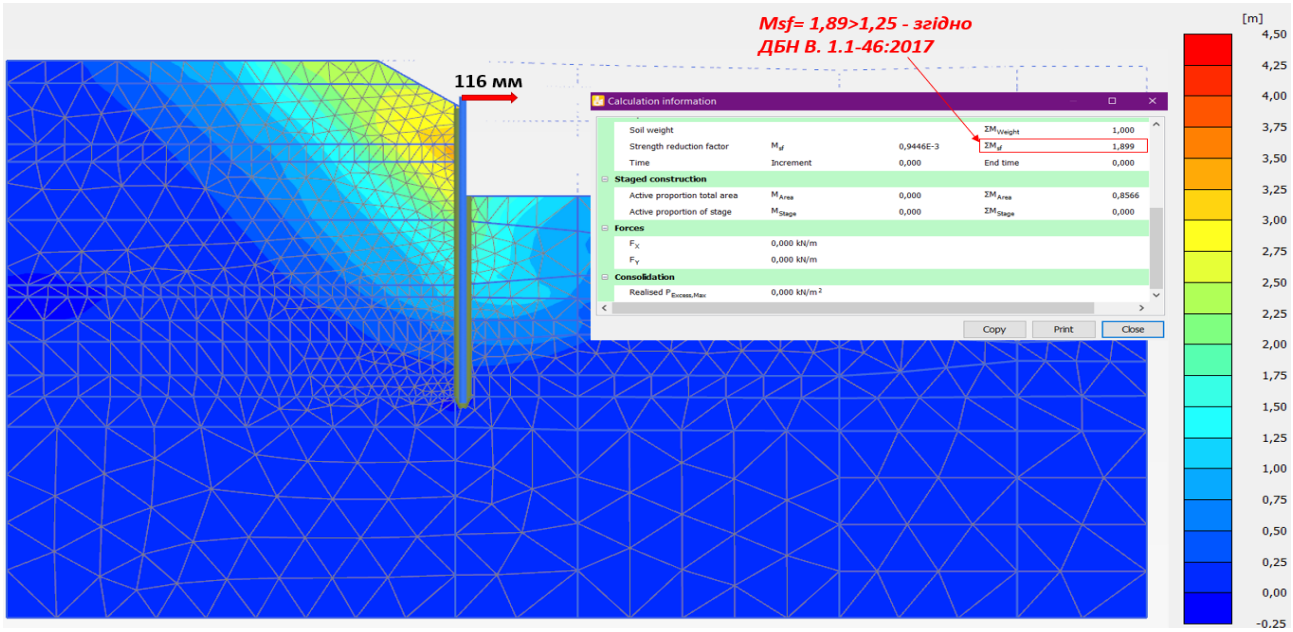


Рисунок 4.11. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації, на етапі розробки котловану до проектної відмітки для перерізу 2-2

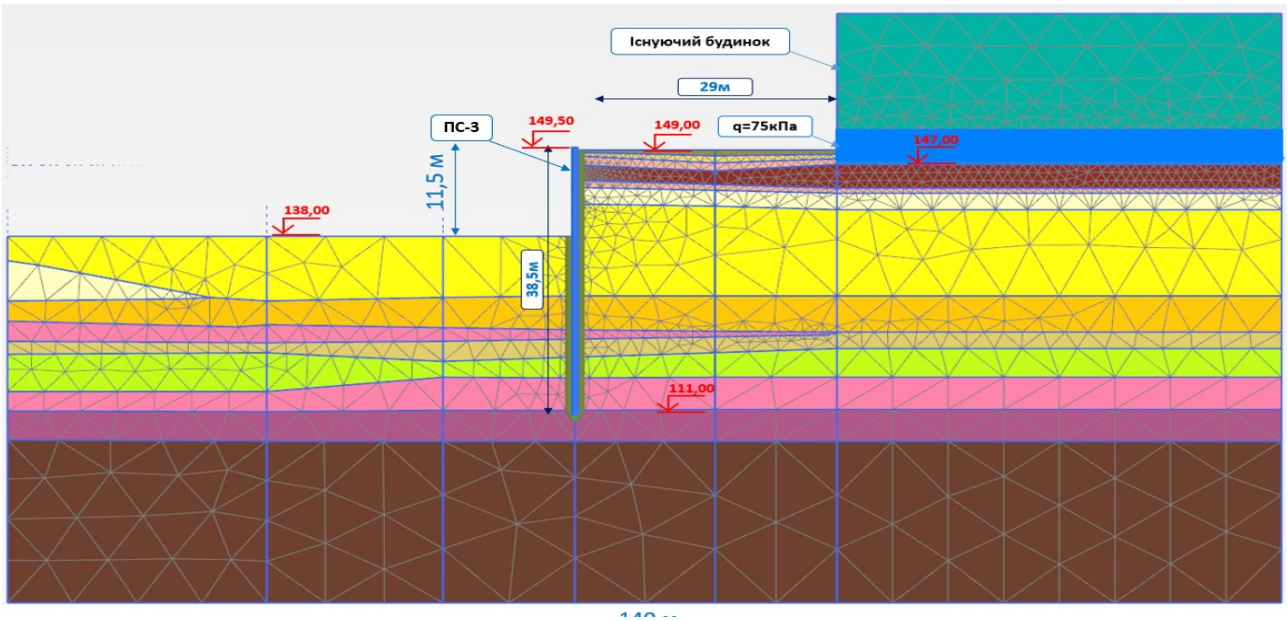


Рисунок 4.12. Плоска скінченно-елементна модель
системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» перерізу 3-3

За результатами розрахунку плоскої скінченно-елементної моделі (переріз 3-3) переміщення підпірної стіни ПС-3 складають 96 мм, згинальний момент, що виникає в палях становить 1627 кНм/палю. В межах перерізу 3-3 коефіцієнт безпеки (аналогічний коефіцієнту стійкості) M_{sf}= *2,37* > K_{sn}= *1,25* за ДБН В.1.1-46:2017 [23]. Результати розрахунку перерізу 3-3 показано на рис. 4.13.

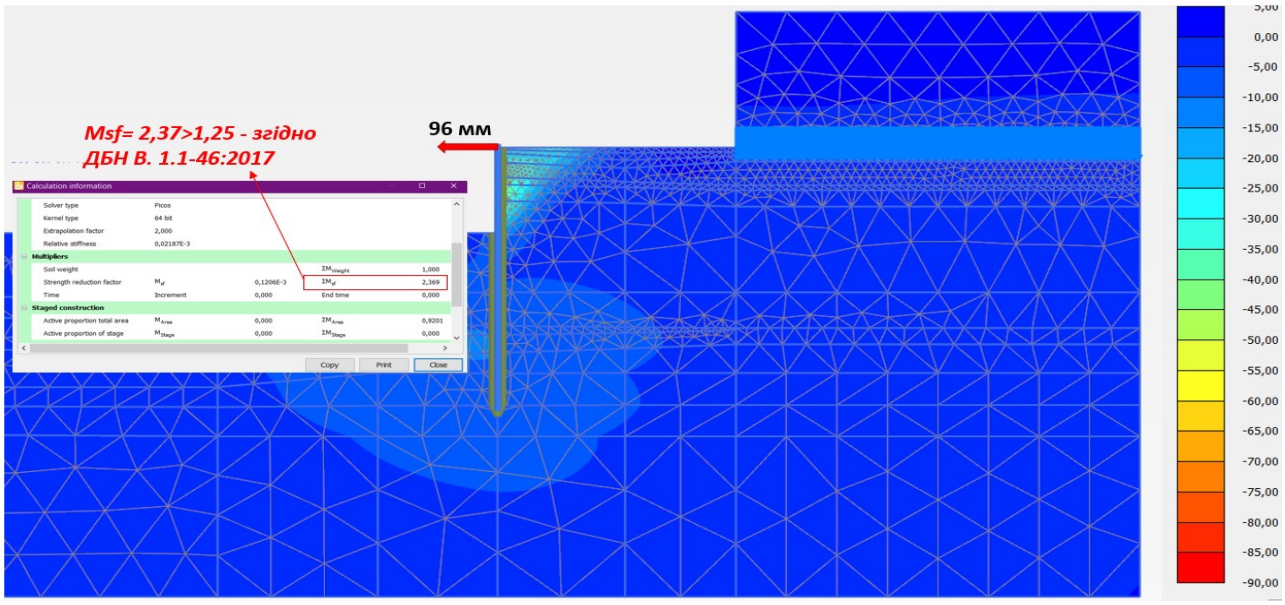


Рисунок 4.13. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації, на етапі розробки котловану до проектної відмітки для перерізу 3-3

4.1.3 Порівняння отриманих результатів числового моделювання

Після моделювання з використанням обох підходів: числового моделювання НДС системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни», з використанням просторової скінченно-елементної моделі та з використанням плоскої скінченно-елементної моделі, було виконано порівняння отриманих значень згинальних моментів в підпірних стінах та переміщень у характерних зонах.

Переміщення підпірних стін, отримані при використанні 2D моделювання, в середньому є на 39% більшими ніж з використанням 3D моделювання. Гістограми порівняння значень переміщень підпірних стін для кожного з перерізів наведено на рис. 4.14.

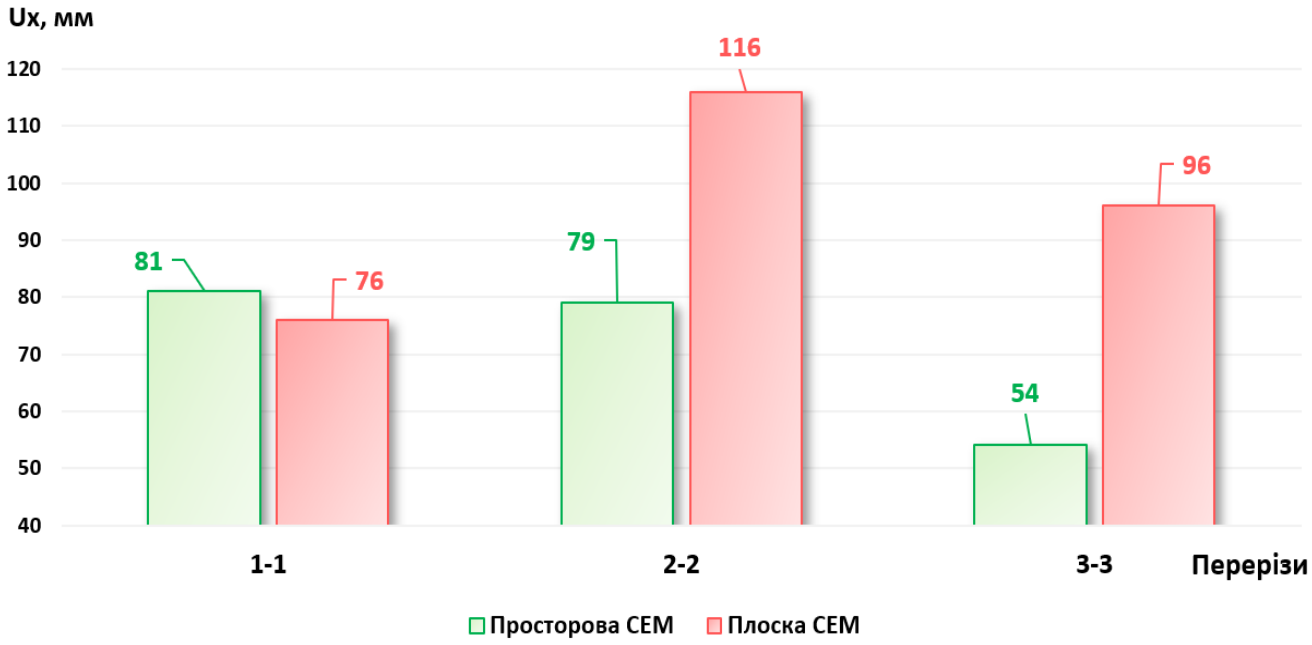


Рисунок 4.14. Порівняння значень переміщень підпірних стін, на етапі розробки котловану до проектної відмітки

Величини згинальних моментів, що виникають в палях підпірних стін, отримані при використанні 2D моделювання, в середньому є на 31% більшими ніж з використанням 3D моделювання. Гістограми порівняння значень згинальних моментів, що виникають в палях підпірних стін для кожного з перерізів наведено на рис. 4.15.

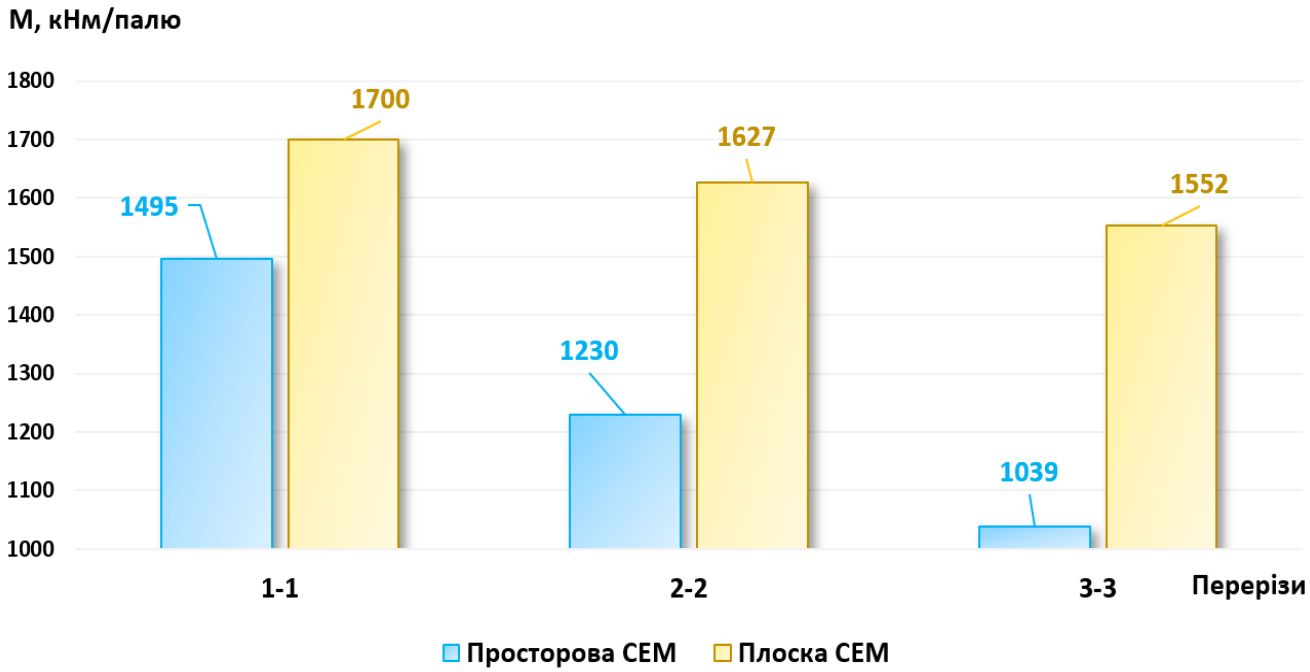


Рисунок 4.15. Порівняння значень згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни, на етапі розробки котловану до проектної відмітки

4.2 Обґрунтування конструктивних рішень підпірних стін, при будівництві, в умовах щільної міської забудови у Шевченківському районі міста Києва

Територія об'єкту дослідження належить до центральної частини міста, вона щільно забудована житловими, офісними та адміністративними будівлями, насичена інженерними комунікаціями. Відповідно при розрахунку огородження котловану необхідно також враховувати вплив його влаштування на конструкції існуючих сусідніх будівель.

В геоморфологічному відношенні ділянка знаходиться в межах лесового плато. Рельєф ділянки сформований в результаті планування території насипними ґрунтами під час житлової та цивільної забудови, характеризується перепадом абсолютних відміток поверхні в межах 189,05-191,10 м.

На ділянці виділено наступні інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ-1 – насипний ґрунт: супісок пилуватий, супісок лесовидний та суглинок з включеннями будівельного сміття 5-30%;

ІГЕ-2 – супісок твердий, пилуватий, лесовидний, просідаючий;

ІГЕ-3 – суглинок твердий та напівтвердий, легкий, пилуватий;

ІГЕ-4 – супісок твердий та пластичний;

ІГЕ-5 – суглинок твердий та напівтвердий.

За даними лабораторних досліджень, лесові ґрунти (ІГЕ-2) мають просадні властивості. Сумарне просідання ґрунту від власної ваги при водонасиченні складає 13,2 см. Потужність просадочної товщі 13,1м. Початковий тиск просідання лесовидних супісків (ІГЕ-2) з глибиною змінюються нерівномірно від 68 кПа до 183 кПа. Інтервал, у якому природний тиск перевищує початковий тиск просідання, простежується з глибиною 7,0м до 13,1 м.

На основі даних інженерно-геологічних досліджень, компоновки будівлі, що зводиться та відповідно інтегрованої у неї системи підпірних стін і оточуючої забудови, для розрахунку було обрано 4 принципових розрахункових перерізи (див. рис. 4.16). Інженерно-геологічний розріз показано на рис. 4.17.

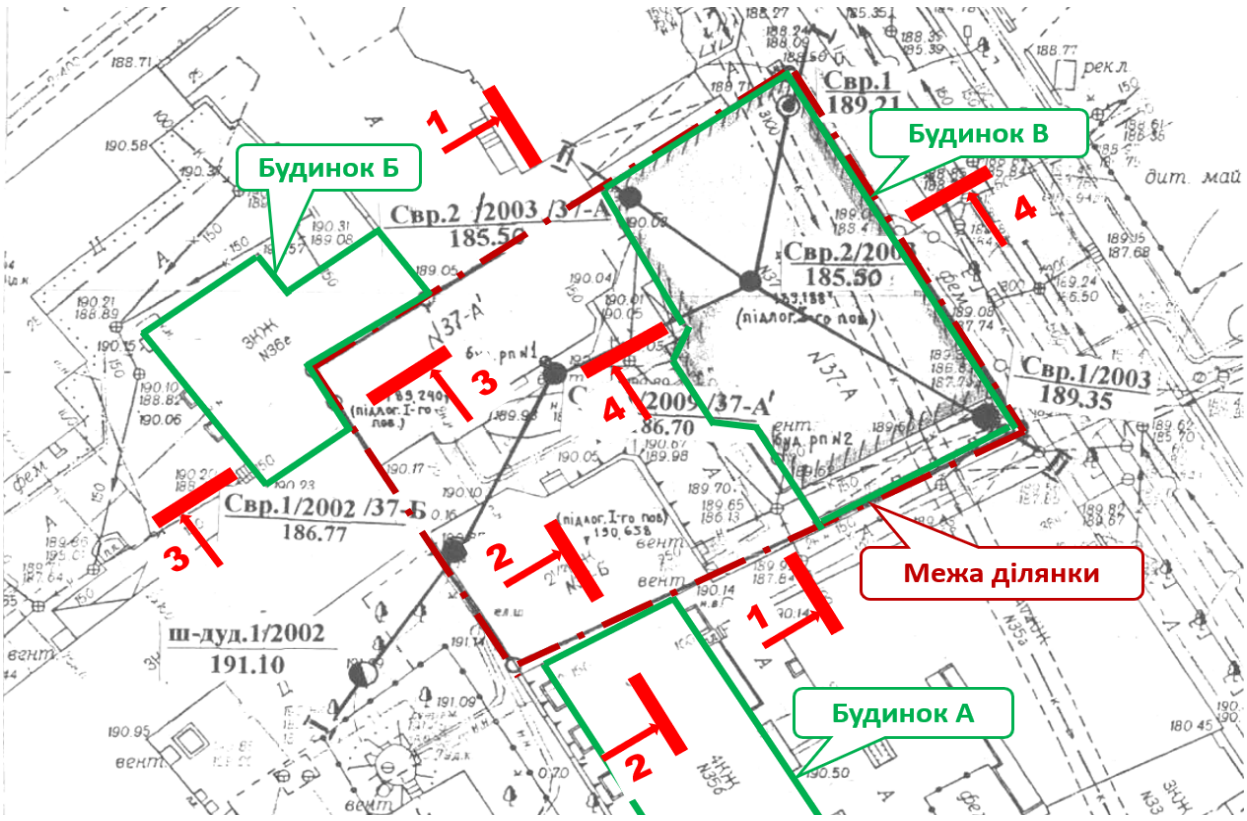


Рисунок 4.16. Схема ділянки з розрахунковими перерізами та інженерно-геологічними виробками

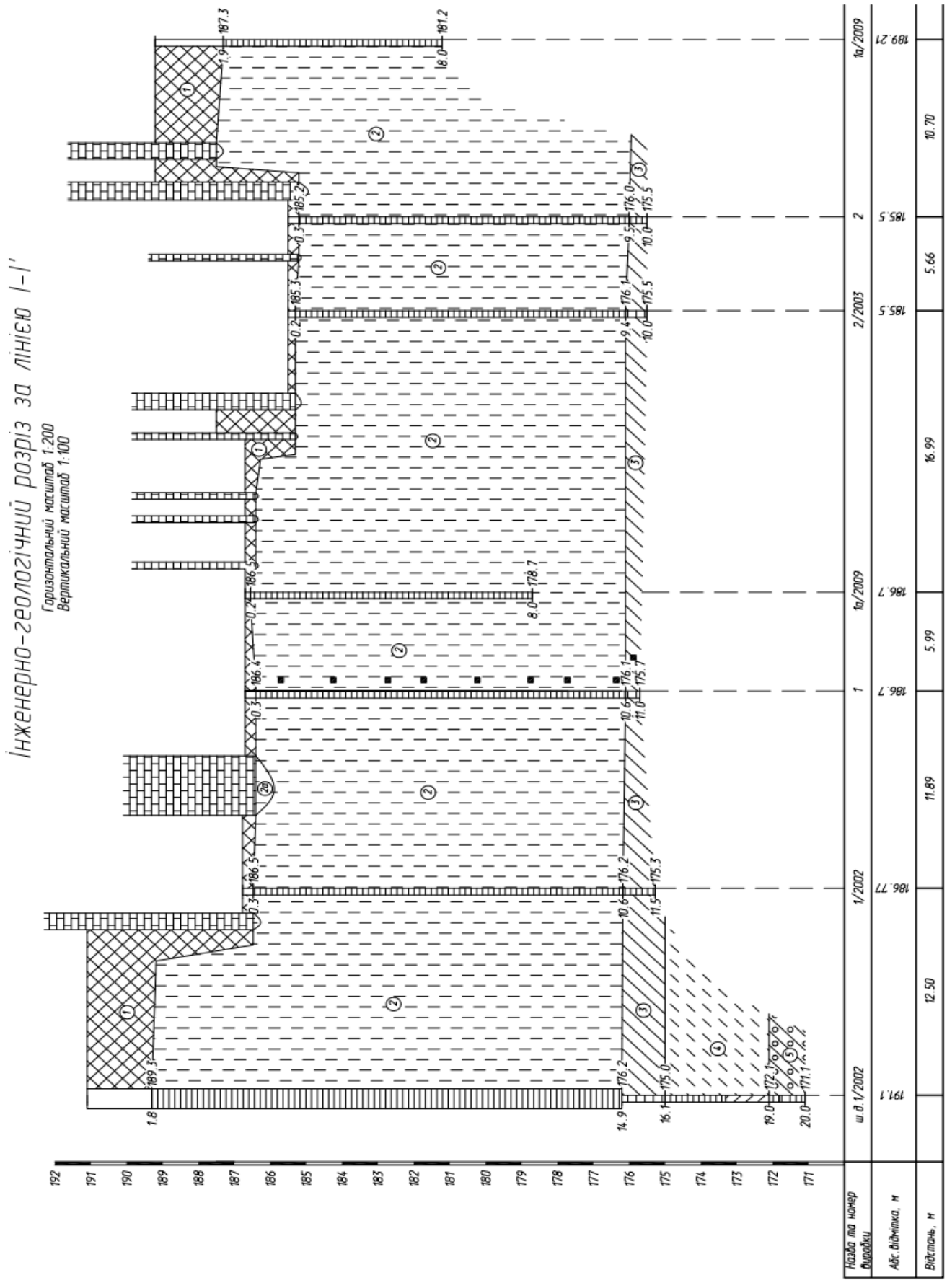


Рисунок 4.17. Інженерно-геологічний розріз за лінією І-І

Для даного дослідження були виконані розрахунки 2-х варіантів конфігурації підпірної стіни: 1 варіант - підпірна стіна влаштована з буронабивних паль діаметром 420 мм, в шаховому порядку з відстанню між рядами паль 0,35м, та паль діаметром 620 мм, з кроком паль у ряду 0,75м - для 2 варіанту.

Для підвищення стійкості підпірної стіни та зменшення додаткових осідань існуючих будинків в межах перерізів 2-2, 3-3, та 4-4 в конструкцію підпірної стіни влаштовуються тимчасові розпірки, що виконані з металевих труб діаметром 530 мм та товщиною стінки 10 мм, крок розпірок 4 м, та тимчасова ґрунтова берма шириною 3м і висотою 4,4м. Для стійкості розпірок під них влаштовується фундаментна плита товщиною 500 мм.

Вся підпірна стіна влаштовується з позн. 187,50. Глибина підпірних стіни складає 14м. Палі об’єднуються монолітним ростверком, висотою 1м. Детальніше конфігурацію підпірних стін показано на рис. 4.18.

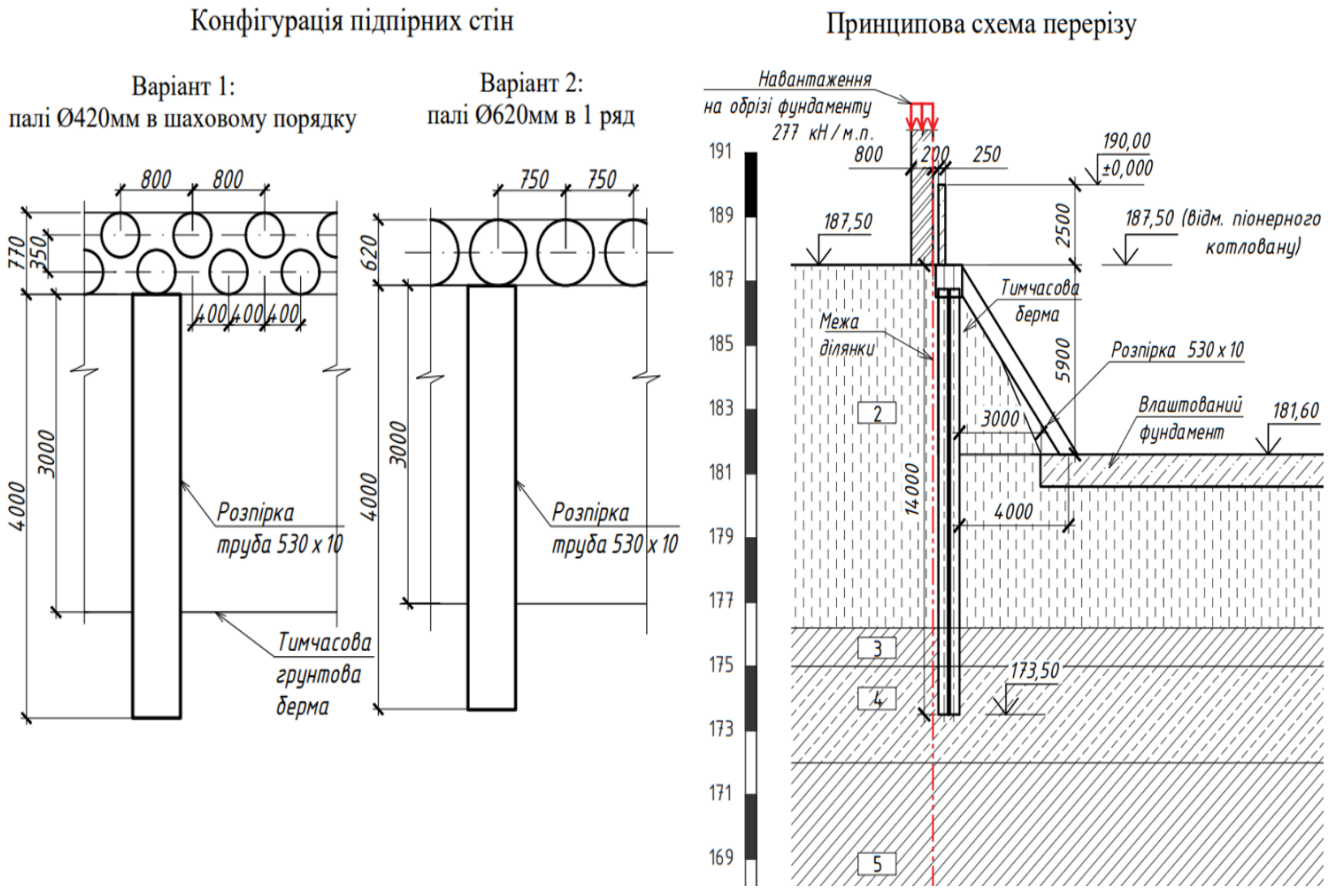


Рисунок 4.18. Варіанти конфігурації підпірної стіни
та принципова схема одного з перерізів

Поряд з майданчиком будівництва розташовані існуючі цегляні будинки, збудовані на початку XX сторіччя. Конструктивна система будівель – безкаркасна, з несучими поперечними та повздовжніми стінами, стінами сходової клітки. Просторова стійкість будівлі забезпечується несучими стінами, їх спільною роботою з дисками монолітного перекриття та дерев'яними балками перекриття. Технічний стан будинків задовільний. Фундаменти будинків стрічкові, виконані з цегли, марки М50…М100, на розчині марки М4…М10. Додатково на рівні підошви влаштовані розширення. Ширина фундаментів коливається в межах 0,8-1,0 м. Глибина закладання фундаментів коливається в межах від 1,5 до 3,5м.

Було враховано навантаження на обрізі фундаментів існуючих будинків: для будинку «А» - 277 кН/м.п., для будинку «Б» - 255 кН/м.п., для будинку «В» - 420 кН/м.п.

Числові розрахунки підпірних стін, які виконуються з використанням методу скінченних елементів передбачають врахування технологічної послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану. Моделювання виконувалось наступними етапами:

Етап ініціалізації – формування напружено-деформованого стану ґрунту у сучасному природному стані;

1 етап – навантаження від існуючих будинків;

2 етап – розробка піонерного котловану до відмітки +187,50;

3 етап – влаштування підпірної стіни та влаштування поверх неї залізобетонної монолітної стіни товщиною 250мм до відмітки +190,00;

4 етап – розробка котловану до проектної відмітки +181,60 зі збереженням берм та влаштування розпірок з металевих труб;

5 етап – розробка ґрунту в межах берм до проектної відмітки котловану;

6 етап – етап влаштування несучих конструкцій підземної частини будівлі та прикладання всіх розрахункових навантажень від нової будівлі.

Робота ґрунтового масиву обчислена з використанням математичної моделі ґрунту Hardening Soil Model. Параметри моделі ґрунтового середовища наведені у табл. 4.2.

Таблиця 4.2. Параметри моделі ґрунтового середовища

№ ІГЕ	Найменування ґрунтів	Питома вага ґрунту	Модуль деформації за результатами тривісних випробувань	Модуль деформації За результатами одометричних випробувань	Модуль пружності визначений по гілці розвантаження	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Показник ступеня Залежності жорсткості від рівня напружень	Опорний всебічний тиск
		γ	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	c	φ	m	P_{ref}
		кН/м^3	МПа	МПа	МПа	кПа	град	дол. од.	кПа
1	Насипний шар	16,00	16	16	48	10	15	0,5	100
2	Супісок лесовий твердий, просідаючий	16,50	20	17	54	31	19	0,6	100
3	Суглинок, твердий	19,30	25	22	66	28	22	0,7	200
4	Супісок, твердий	20,00	30	28	84	30	25	0,6	200
5	Суглинок твердий	20,00	30	28	84	30	25	0,7	300

4.2.1 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» в просторовій постановці

Скінченно-елементна модель була створена у тривимірній постановці для оцінки впливу просторової жорсткості утримуючих конструкцій, а також для аналізу додаткових осідань сусідніх будівель, що можуть бути спричинені влаштуванням глибокого котловану.

Просторова скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», на етапі експлуатації нового будинку наведено на рис. 4.19.

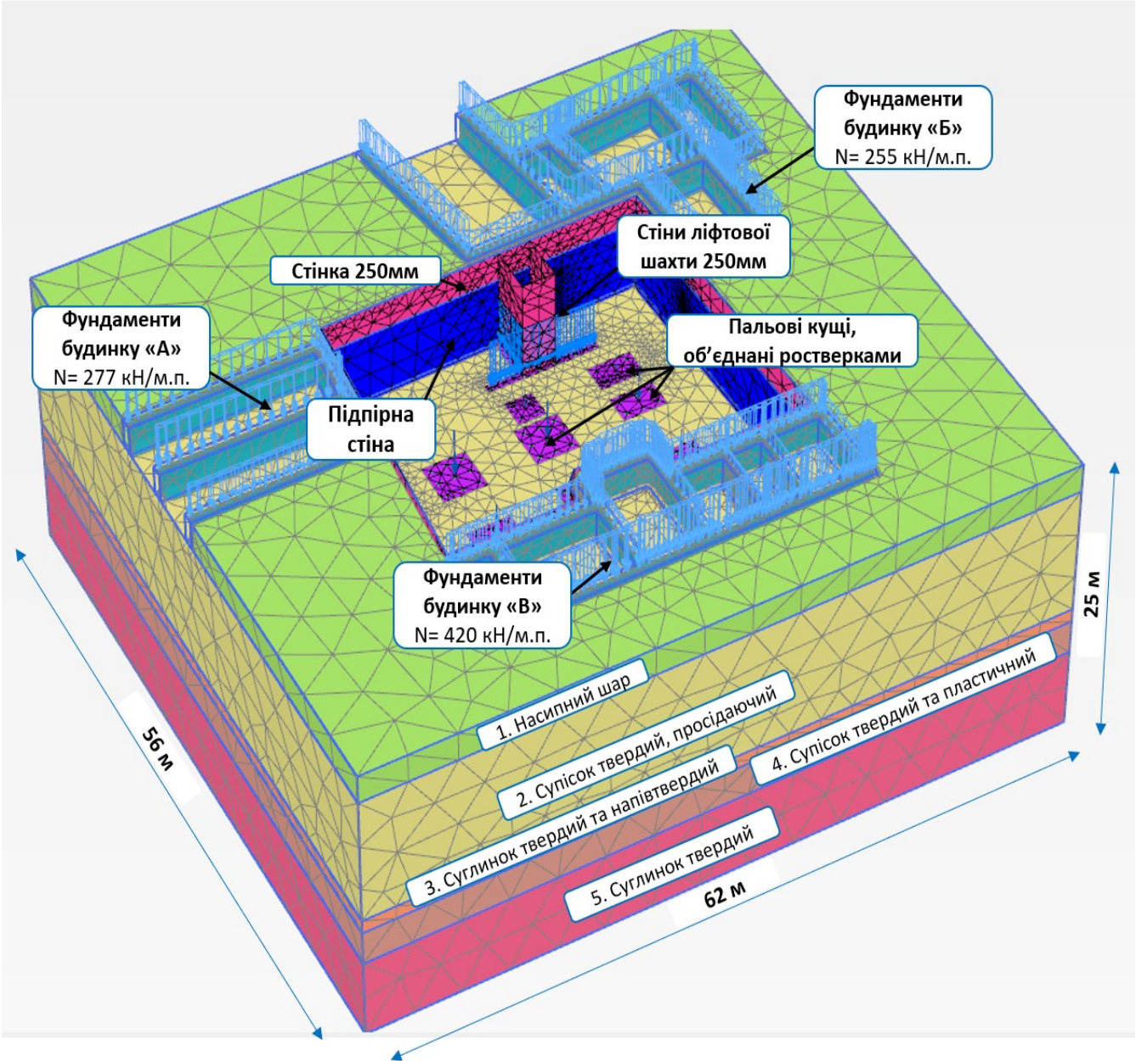


Рисунок 4.19. Просторова скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», на етапі експлуатації нового будинку

Додаткові осідання отримані при застосуванні 2 варіанту підпірної стіни (палі діам. 620 мм, з кроком 0,75м) перевищують результати за 1 варіантом влаштування підпірної стіни (палі 420 мм, з кроком паль 0,4 м, в 2 ряди). Різниця коливається в межах до 15%. Максимальні значення осідань складають 27 мм та 23 мм відповідно. Значення додаткових осідань існуючих будівель наведені в табл. 4.3. Ізополя вертикальних переміщень наведені на рис. 4.20.

Таблиця 4.3. Значення додаткових осідань існуючих будинків

Варіанти влаштування підпірної стіни	Існуючі будинки		
	Будинок «А»	Будинок «Б»	Будинок «В»
Варіант 1: палі 420 мм, в шаховому порядку, крок паль 400 мм. Відстань між рядами паль 350 мм.	24 мм	23 мм, 27 мм	16 мм
Варіант 2: палі 620 мм, в 1 ряд, крок паль 750 мм	28 мм	26 мм, 31 мм	19 мм

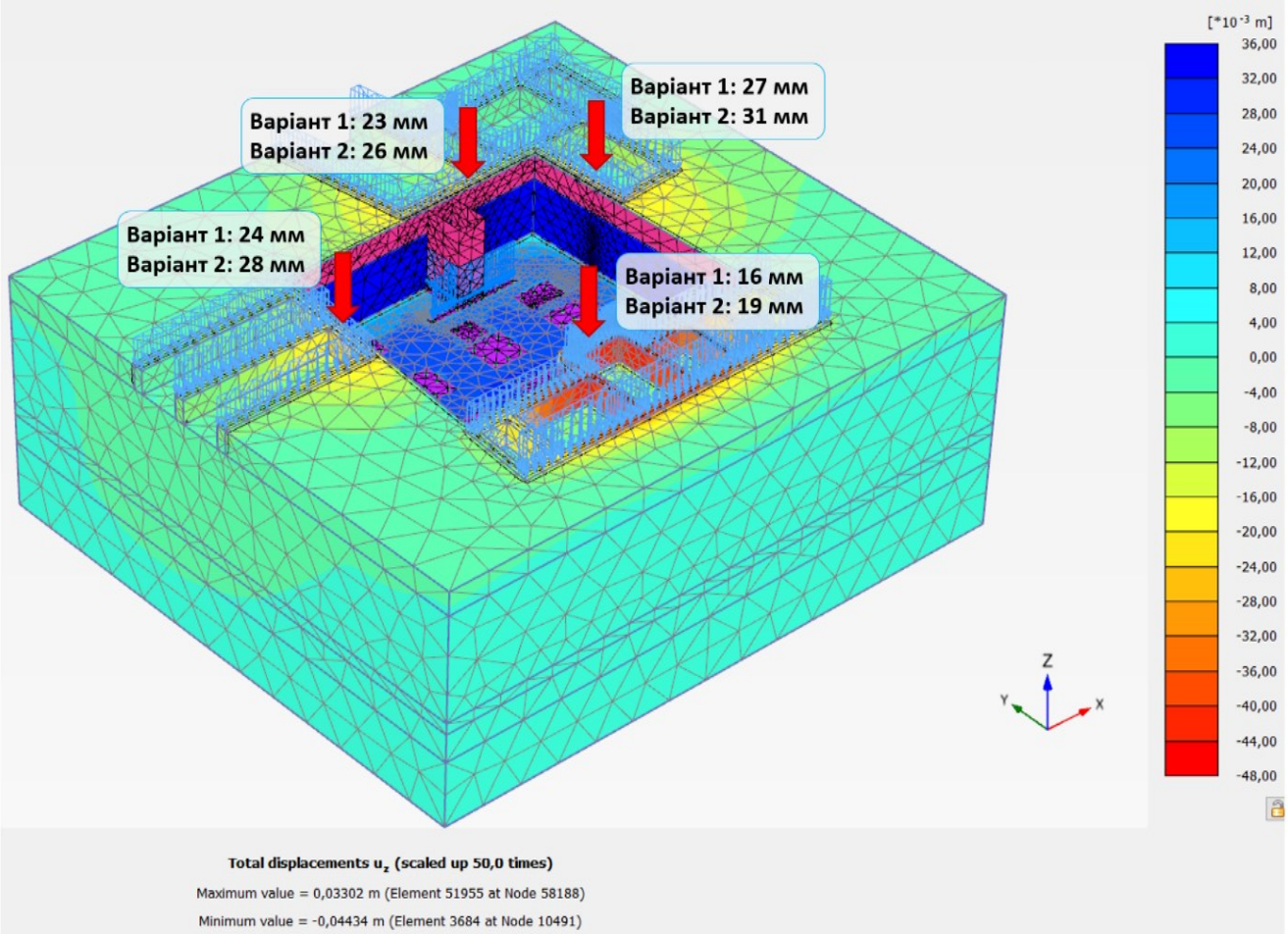


Рисунок 4.20. Додаткові осідання існуючих будівель,
на етапі експлуатації нового будинку

Різниця в отриманих значеннях складає до 21%. Максимальні переміщення підпірних стін складають від 48 мм та 52 мм. Горизонтальні переміщення в 2 варіанті підпірної стіни (палі діам. 620 мм, з кроком 0,75м) є більшими, за переміщення за 1 варіантом (палі 420 мм, з кроком паль 0,4 м, в 2 ряди). Значення горизонтальних переміщень підпірної стіни наведені у табл. 4.4. Ізополя горизонтальних переміщень показані на рис. 4.21.

Таблиця 4.4. Горизонтальні переміщення паль підпірної стіни

Варіанти влаштування підпірної стіни	Перерізи			
	1-1	2-2	3-3	4-4
Варіант 1: палі 420мм, в шаховому порядку, крок паль 400 мм. Відстань між рядами паль 350 мм.	39 мм	33 мм	29 мм	48 мм
Варіант 2: палі 620 мм, в 1 ряд, крок паль 750 мм	47 мм	39 мм	33 мм	52 мм

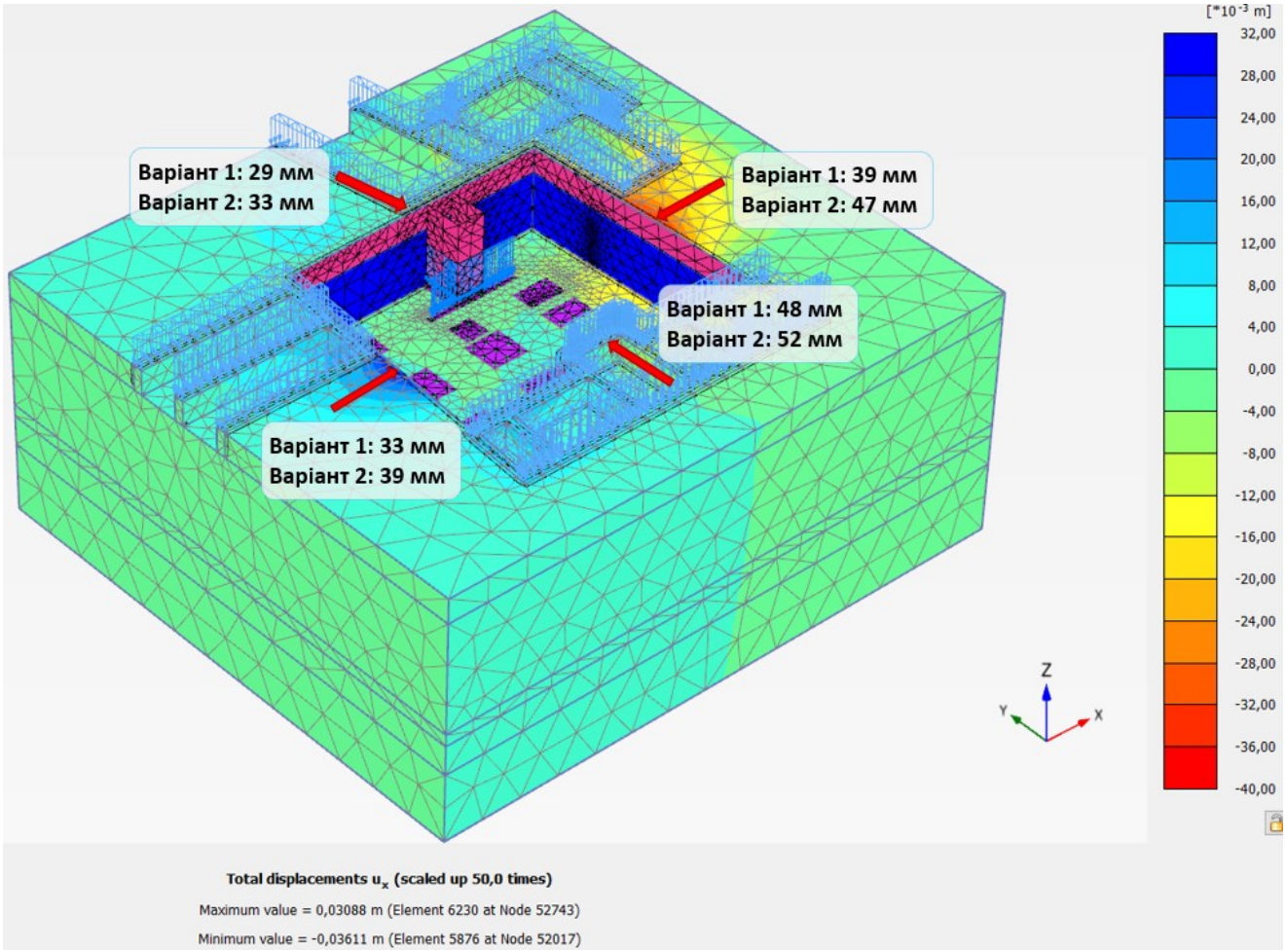


Рисунок 4.21. Горизонтальні переміщення підпірної стіни,
на етапі експлуатації нового будинку

Згинальні моменти визначені за 1 варіантом (палі діам. 620 мм, з кроком 0,75м) є більшими ніж для 2 варіанту влаштування підпірної стіни (палі 420 мм, з кроком паль 0,4 м, в 2 ряди). Різниця в отриманих значеннях для даних варіантів складає до 2%, відповідно максимальні значення складають 222,6 кНм/палю та 217,6 кНм/палю. Також було визначено згинальні моменти у підпірній стіні, значення згинальних моментів наведено у табл. 4.5, та на рис. 4.22.

Таблиця 4.5. Значення згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни

Варіанти влаштування підпірної стіни	Перерізи			
	1-1	2-2	3-3	4-4
Варіант 1: палі 420мм, в шаховому порядку, крок паль 400 мм. Відстань між рядами паль 350 мм.	222,6 кНм/палю	194,8 кНм кНм/палю	167,4 кНм кНм/палю	186,3 кНм/палю
Варіант 2: палі 620 мм, в 1 ряд, крок паль 750 мм	217,2 кНм/палю	192,4 кНм/палю	162,5 кНм/палю	184,9 кНм/палю

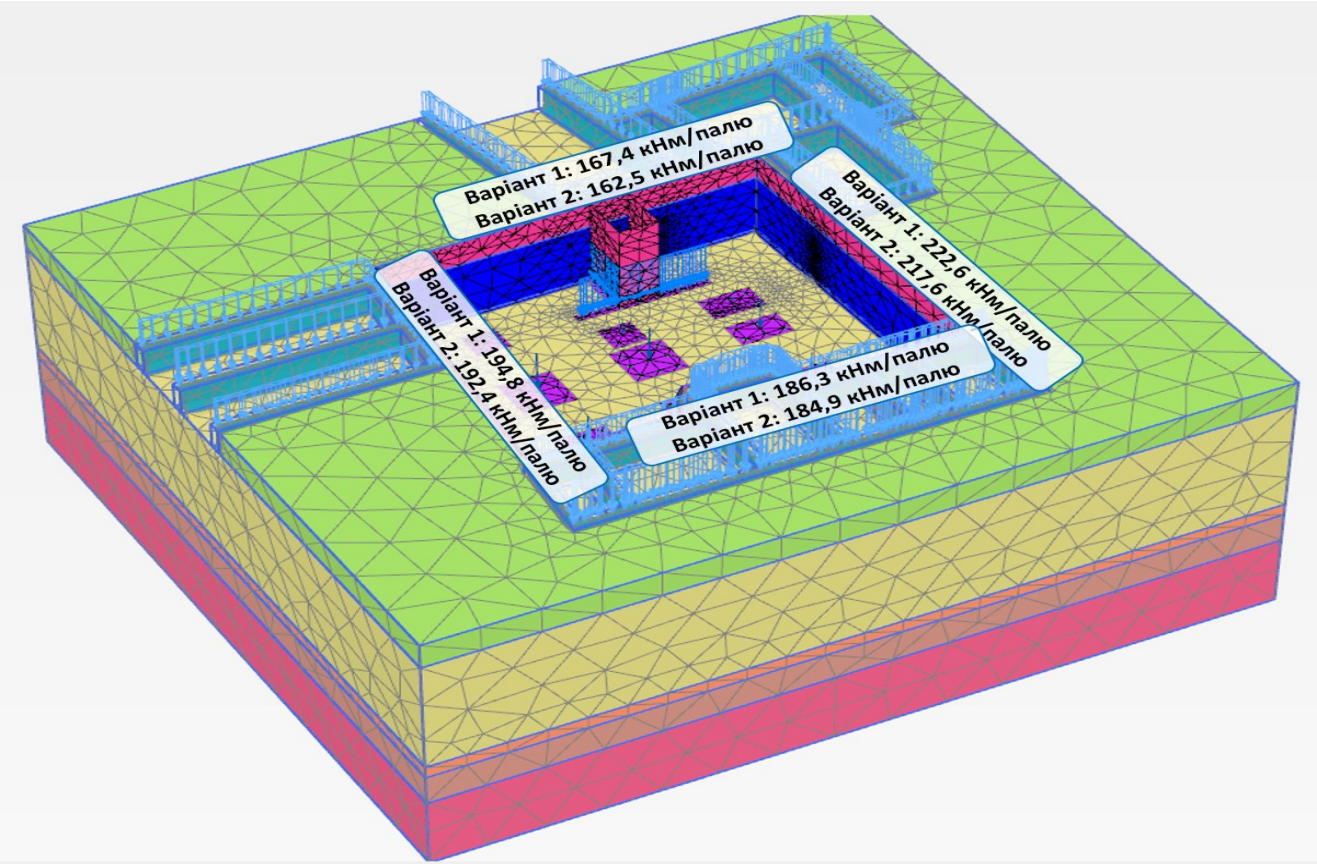


Рисунок 4.22. Значення згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни, на етапі експлуатації нового будинку

4.2.2 Порівняння отриманих результатів числового моделювання

Переміщення підпірних стін з використанням 1 варіанту конструктивного рішення підпірної стіни є меншими за значення для 2 варіанту, різниця складає до 21%. Гістограми порівняння значень горизонтальних переміщень підпірних стіни, для кожного з перерізів, наведено на рис. 4.23.

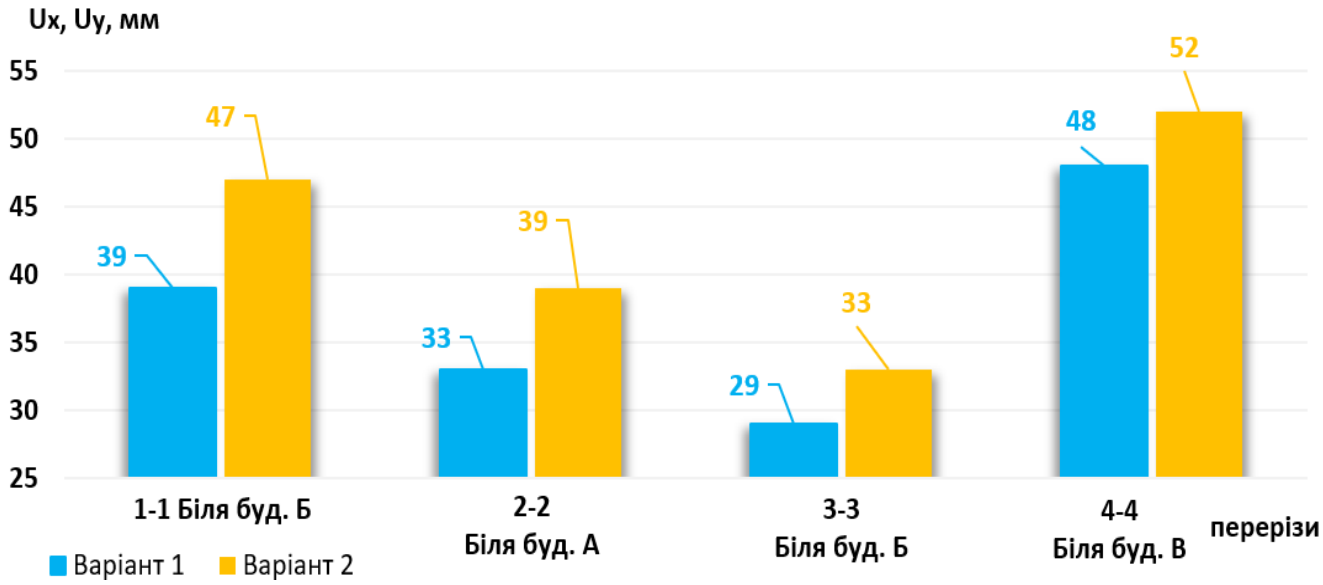


Рисунок 4.23. Порівняння значень переміщень підпірних стін,
на етапі експлуатації нового будинку

Додаткові осідання існуючих будинків з використанням 1 варіанту конструктивного рішення підпірної стіни є меншими за значення для 2 варіанту, різниця коливається в межах до 15%. Гістограми порівняння прогнозованих значень додаткових осідань існуючих будинків, для кожного з перерізів, наведено на рис. 4.24.

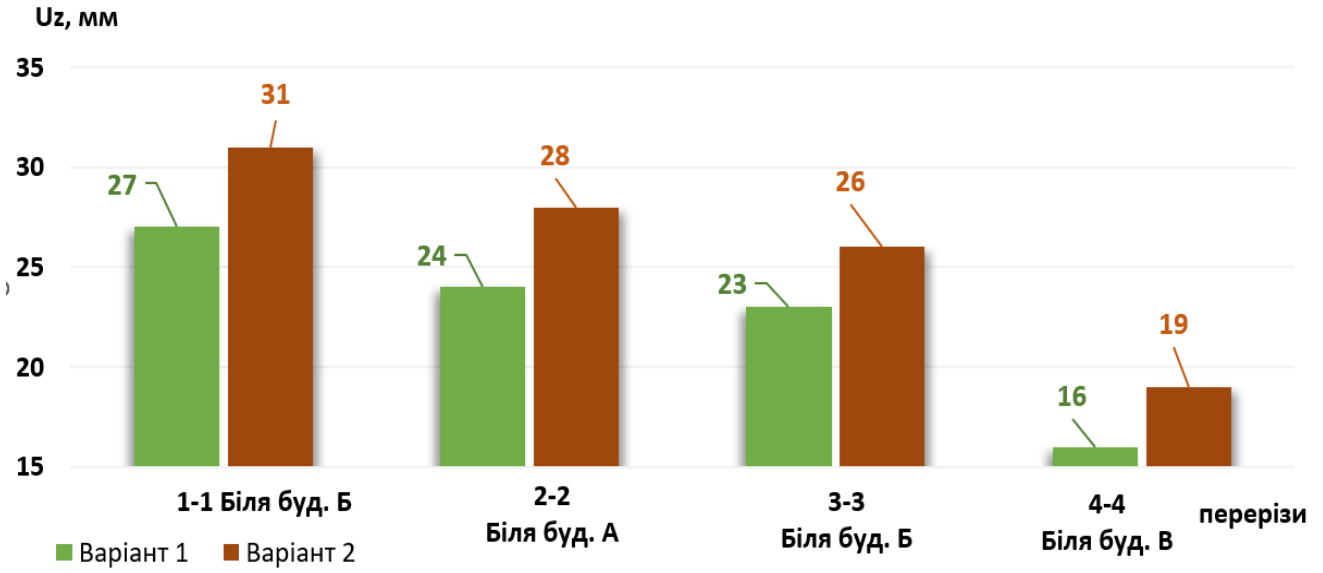


Рисунок 4.24. Порівняння значень додаткових осідань існуючих будинків,
на етапі експлуатації нового будинку

Згинальні моменти визначені за 1 варіантом є більшими ніж для 2 варіанту влаштування підпірної стіни, різниця мінімальна і складає до 2%. Гістограми

порівняння значень згинальних моментів, що виникають в палях підпірних стін для кожного з перерізів наведено на рис. 4.25.

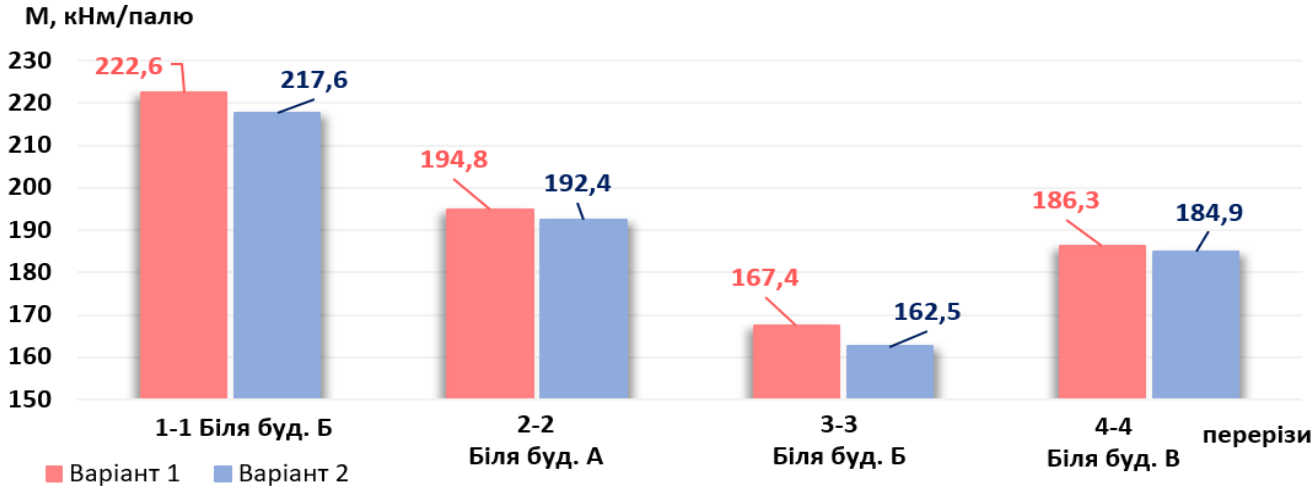


Рисунок 4.25. Порівняння значень згинальних моментів, що виникають в палях підпірної стіни, на етапі експлуатації нового будинку

При аналізі результатів розрахунків переміщення для 2 варіанту влаштування підпірної стіни (палі діаметром 620 мм, виконані в 1 ряд) є більшими, що пояснюється меншою жорсткістю підпірної стіни. Аналогічним чином пояснюється більші значення зусиль для паль 1 варіанту влаштування підпірної стіни (палі діаметром 420 мм, розміщені в шаховому порядку).

За результатами розрахунків було визначено витрати матеріалів. Відповідно для підпірної стіни виконаної за 1 варіантом конструювання витрати бетону становлять 587,8 м3, витрати арматури – 280,7 т, при кількості паль 283 шт. Для 2 варіанту витрати матеріалів при кількості паль 153 шт. становлять: 692,5 м3 бетону та 151,8 т арматури. Витрати бетону для 2 варіанту більші на 18%, проте витрати арматури значно менші для 2 варіанту, на 46%. Дані результати свідчать про те, що 2 варіант влаштування підпірної стіни є економічним рішенням, проте, в умовах щільної забудови використання його є обмеженим, оскільки осідання сусідніх будівель в такому випадку будуть більшими, за рахунок меншої жорсткості підпірної стіни.

4.3. Обґрунтування конструктивних рішень підпірних стін, при будівництві в умовах щільної міської забудови, у пилувато-глинистих ґрунтах текучої та пластичної консистенції, в Голосіївському районі міста Києва

Під будівництво житлового комплексу була обрана ділянка, в урбанізованій місцевості м. Київ, в щільній міській забудові. В безпосередній близькості до котловану майбутньої будівлі розташовані існуючі будинки, також поряд з ділянкою будівництва на відстані близько 11,5 м від грані підземного простору нового будинку проходять тунелі метрополітену.

В геоморфологічному відношенні ділянка будівництва розташована в межах балки сформованої в результаті ерозійної діяльності ріки Оріховатка у м. Києві. Рельєф досліджуваної території похилий, упорядкований внаслідок забудови території. Абсолютні відмітки денної поверхні коливаються в межах 135,95-142,9 м.

В межах ділянки палеогенові відклади розповсюджені досить широко і представлені всіма чотирма свитами: канівською, бучацькою, київською та харківською. Абсолютні відмітки покрівлі 108-125 м. Найдавніші палеогенові відклади - породи канівської світи, представлені чорною піщанистою глиною. Бучацька свита складена дрібнозернистими глинистими пісками. Канівсько-бучацькі відклади знаходяться на відмітках 35-80 м. Відклади київської світи широко розповсюджені. Загальна потужність київської світи сягає 50 м. Харківська світа має незначне розповсюдження, в основному на вододілах. Складена слюдистими пісками, потужністю 1,0-28,0 м.

Неогенові відклади представлені товщею полтавських пісків, строкатих та бурих глин. Загальна потужність товщі сягає 10-40 м. Четвертинні відклади майже суцільним чохлом покривають територію. Їх особливістю є строкатість та мінливість літологічного складу. Четвертинні відклади представлені різноманітними комплексами порід плейстоценового та голоценового віку різних генетичних типів.

В межах розвіданих глибин (до 50,0 м) гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю одного водоносного горизонту: горизонту ґрунтових вод в алювіально-делювіальних відкладах. Рівні підземних вод в свердловинах, які

пробурені при виконанні даних вишукувань, встановилися на глибинах 5,1-6,3 м (абсолютні відмітки 132,73-136,45 м). Характер водоносного горизонту – напірно-безнапірний. Водотривом слугує товща глин київської світи (ІГЕ-14, ІГЕ-15а та ІГЕ-15б). Впродовж року прогнозне підняття рівня води в даному водоносному горизонті складає до 1,0 м від зафіксованого на момент вишукувань.

На ділянці виділено наступні інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ-1б – насипний ґрунт;

ІГЕ-2а, 2б – твердий (ІГЕ-2а) та пластичний (ІГЕ-2б);

ІГЕ-5а – пісок мілкий, щільний до середньої щільності, насичений водою;

ІГЕ-5б – пісок пилуватий, середньої щільності, від малого ступеня водонасичення до насиченого водою;

ІГЕ-5в – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою;

ІГЕ-7б,7в – супісок пластичний (ІГЕ-7б) та текучий (ІГЕ-7в);

ІГЕ-8б,8в – суглинок тугопластичний (ІГЕ-8а) та м'якопластичний (ІГЕ-8б);

ІГЕ-12б,12в – супісок пластичний (ІГЕ-12б) та текучий (ІГЕ-12в);

ІГЕ-13в – пісок пилуватий, зеленувато-сірий, щільний, насичений водою;

ІГЕ-14 – глина тугопластична, місцями напівтверда;

ІГЕ-15а,15б – напівтверда (ІГЕ-15а) та тугопластична (ІГЕ-15б);

ІГЕ-16 – суглинок тугопластичний до напівтвердого;

ІГЕ-17 – супісок пластичний;

ІГЕ-18 – пісок мілкий та пилуватий, щільний, насичений водою.

До негативних особливостей інженерно-геологічних умов ділянки, які необхідно враховувати при проектуванні, відноситься: наявність в розрізі слабких пластичних та текучих ґрунтів ІГЕ-7б та ІГЕ-7в, які характеризуються низькими деформаційними та міцнісними властивостями, а при динамічних навантаженнях можуть проявляти тиксотропні властивості; невитриманість геологічного розрізу як за глибиною, так і за площею.

По сукупності факторів вказаних в додатку Ж ДБН А.2.1-1-2008 територія вишукувань належить до ІІІ-ї (складної) категорії інженерно-геологічних умов.

Для розрахунку було обрано 2 принципових розрахункових перерізи, що відповідають захваткам в межах яких будуть зводитися поетапно секції нового будинку. Схема розташування геологічних виробок наведена на рис. 4.26. Інженерно-геологічні перерізи, що відповідають розрахунковим перерізам 1-1 та 2-2 наведені на рис. 4.27.

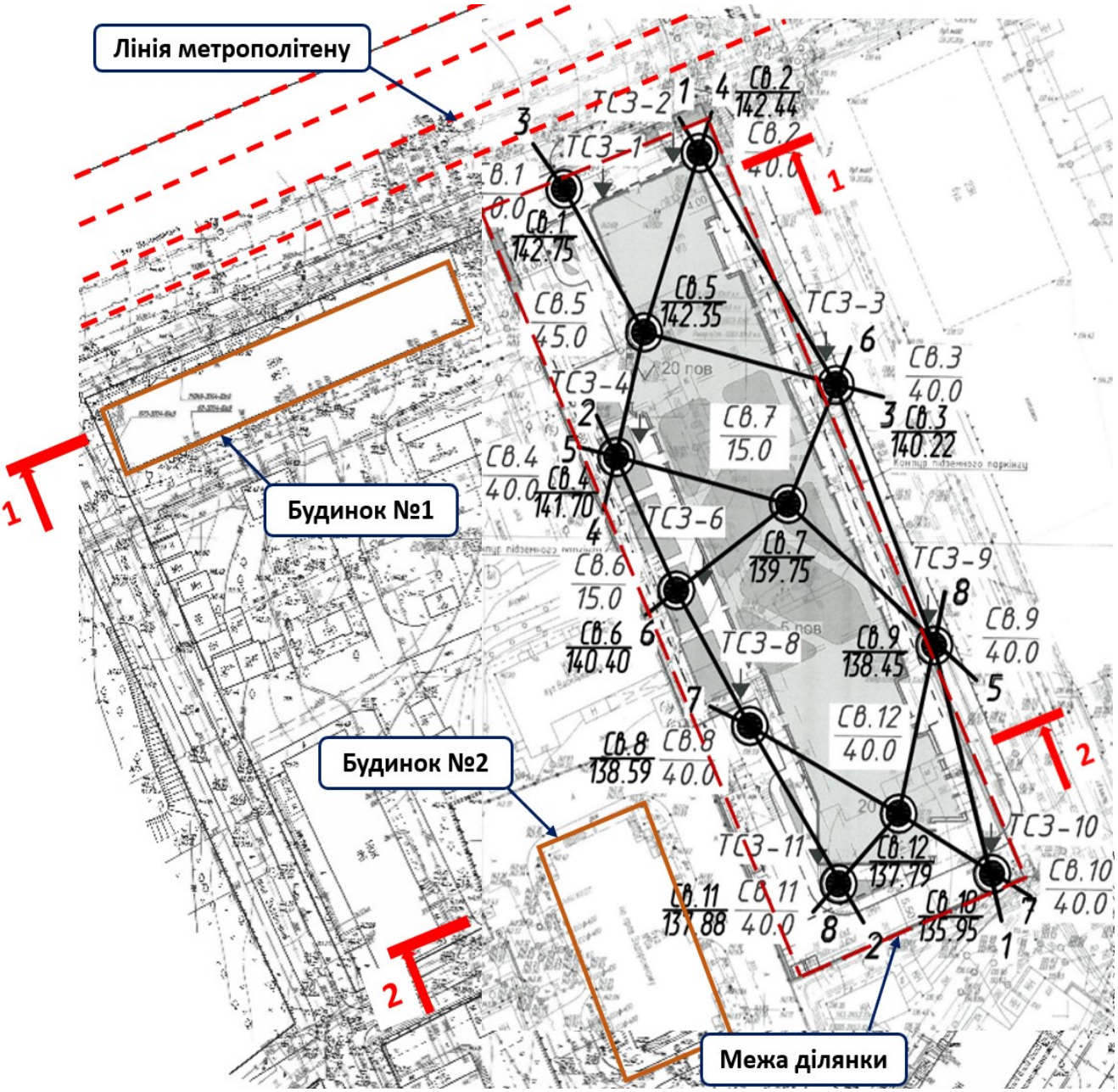


Рисунок 4.26. Схема ділянки з розрахунковими перерізами та інженерно-геологічними виробками

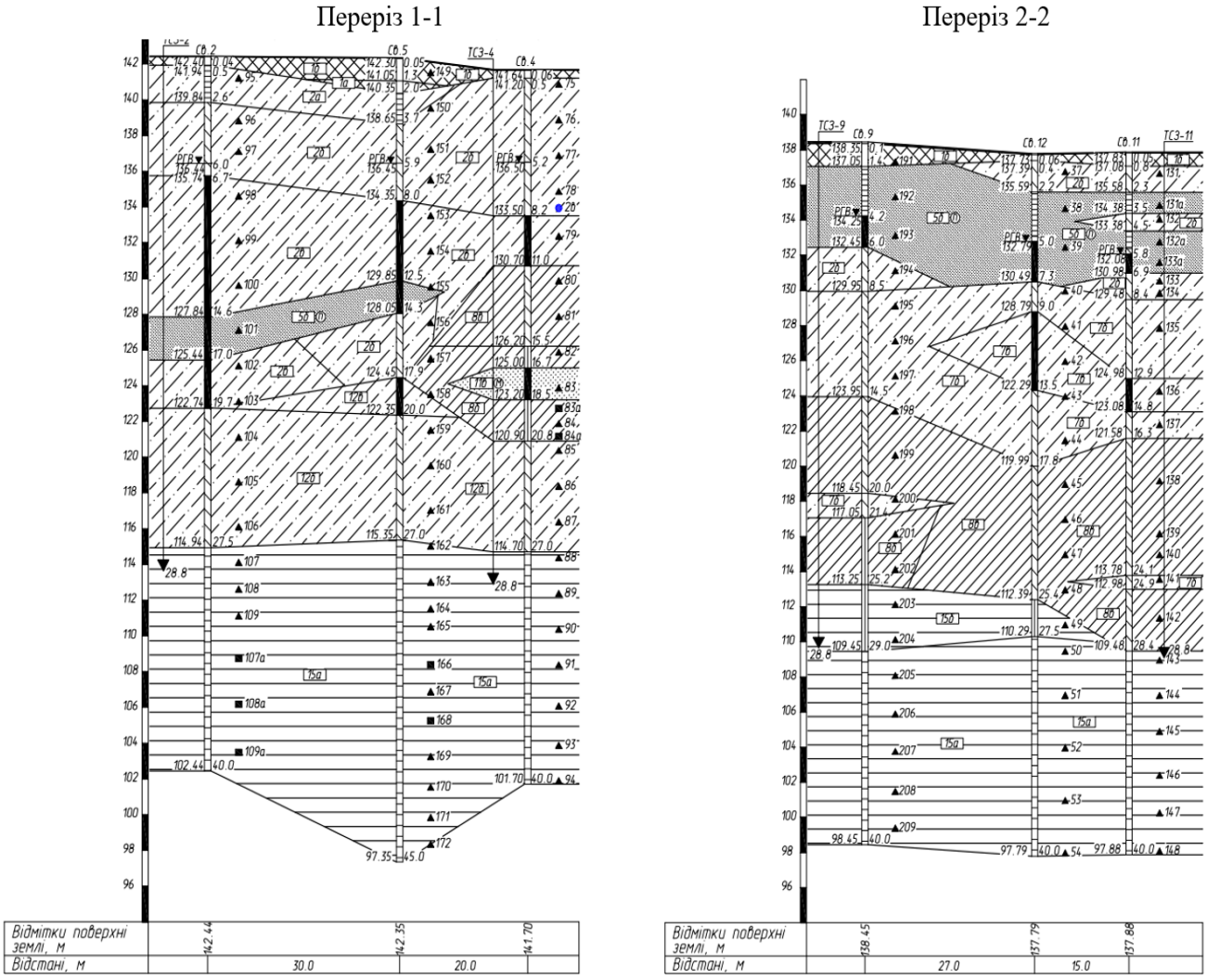


Рисунок 4.27. Інженерно-геологічні перерізи ділянки дослідження

Перед початком проектування огородження котловану фахівцями НДІБК було проведено обстеження технічного стану групи будівель розміщених в зоні потенційного впливу нового будівництва та складено відповідні звіти про їх технічний стан.

Для більш коректного моделювання майбутньої розрахункової схеми було отримано та проаналізовано ряд важливих параметрів оточуючої забудови, а саме: конструктивна схема будинків, глибина закладання фундаментів, тиск під підошвою фундаментів, визначення технічного стану будинків тощо.

Будинок №1, що в межах перерізу 1-1, 9-ти поверховий, житловий, прямокутної форми в плані розмірами 11,22×64,90 м. Конструктивна система будинку – безкаркасна (стінова) з несучими повздовжніми стінами та стінами

сходових кліток. Будинок має стрічковий фундамент, глибиною закладання 2,0 м. Основою фундаментів в шурфах служить ІГЕ -2а – супісок пилуватий. Навантаження під підошвою фундаментів складає 210-220 кПа. Граничне значення додаткових осідань для даного будинку згідно ДБН В.2.1-10:2018 [24] становить 15 мм.

Будинок №2, що в межах перерізу 2-2, житловий, 9-ти поверховий із підвалом та технічним поверхом, прямокутної форми в плані. Конструктивна система будинку – безкаркасна з несучими поперечними стінами та стінами сходової клітки. Будинок має суцільний плитний фундамент, товщиною 600 мм, глибиною закладання 3,5 м. Основою плити служить ІГЕ-2б – супісок пилуватий. Навантаження під підошвою фундаментів складає 170 кПа. Граничне значення додаткових осідань для даного будинку згідно ДБН В.2.1-10:2018 [24] становить 25 мм.

Передбачається будівництво двосекційного житлового будинку зі стилобатом. Житлова секція С1 має 23 поверхи, житлова секція С2 – 22 поверхи, при цьому житлові квартири починаються з п’ятого поверху. Стилобатна частина будівлі має 5 поверхів, на яких розміщені нежитлові приміщення громадського призначення: підприємства торгівлі, приміщення закладів харчування, офісні приміщення та приміщення закладу дошкільної освіти з групою короткотривалого перебування дітей. В двох підземних поверхах розміщено паркінг, в якому передбачено облаштування споруди подвійного призначення із захисними властивостями протирадіаційного укриття – СПП ПРУ.

Оскільки проектом передбачено використання значних підземних просторів, глибина котловану складає від 7,5м до 13,5м, виникає необхідність влаштування підпірної стіни для забезпечення стійкості укосів котловану та зменшення впливу на оточуючу забудову.

Підпірна стіна огородження котловану в межах перерізу 1-1 (вздовж будинку №1) влаштовується з буронабивних паль діаметром 1220 мм, кроком 1,4 м, довжиною 34 м. В межах перерізу 2-2 (вздовж будинку №2) довжина паль підпірної стіни складає 30 м. З протилежного боку котловану (вздовж вулиці) підпірна стіна

влаштовується з паль діаметром 1020 мм і довжиною 34 м в межах перерізу 1-1 та 30 м в межах перерізу 2-2. Усі палі об'єднані зверху ростверком висотою 1 м. Для запобігання значних переміщень підпірних стін та впливу на оточуючу забудову шляхом підвищення просторової жорсткості огороджуючих конструкцій котловану додатково влаштовуються розпірні системи з труб 1220х12 мм та кроком близько 7 м.

Робота ґрунтового масиву обчислена з використанням математичної моделі ґрунту Hardening Soil Model. Параметри моделі ґрунтового середовища наведені у табл. 4.6.

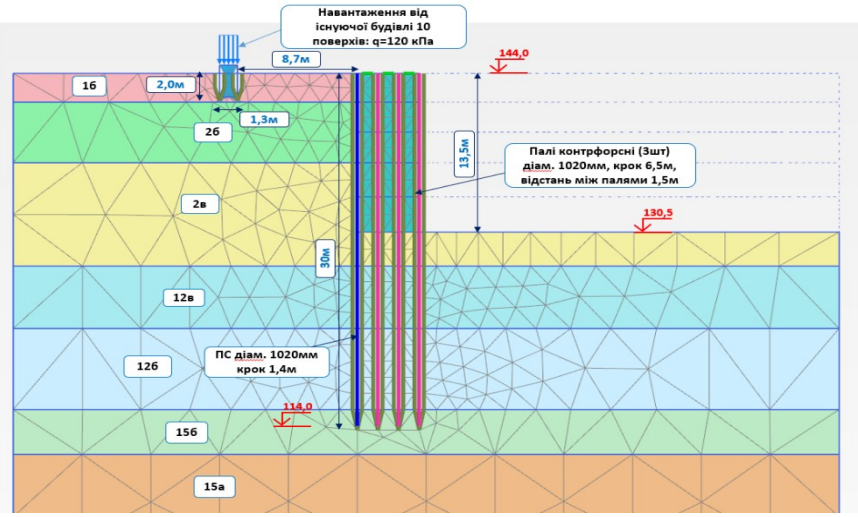
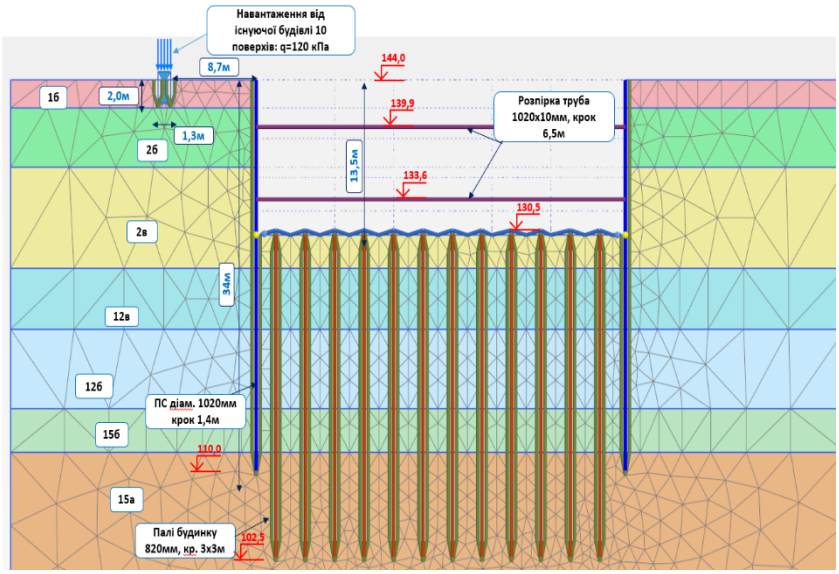
Таблиця 4.6. Параметри моделі ґрунтового середовища

№ ІГЕ	Найменування ґрунтів	Питома вага ґрунту	Модуль деформації за результатами тривісних випробувань	Модуль деформації За результатами одометричних випробувань	Модуль пружності визначений по гілці розвантаження	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Показник ступеня Залежності жорсткості від рівня напружень	Опорний всебічний тиск
		γ	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	c	φ	m	P_{ref}
		кН/м^3	МПа	МПа	МПа	кПа	град	дол. од.	кПа
1	Насипний ґрунт	18,30	13	13	39	14	25	0,5	100
2б	Супісок пластичний	20,20	20	20	60	20	23	0,6	100
2в	Супісок текучий	19,10	10	10	30	11	21	0,6	200
12в	Супісок текучий	18,80	8	8	24	10	19	0,6	300
12б	Супісок пластичний	19,10	14	14	42	11	21	0,6	300
15б	Глина тугопластична	19,30	15	15	45	53	13	0,7	400
15а	Глина напівтверда	19,10	40	40	120	151	13	0,7	400

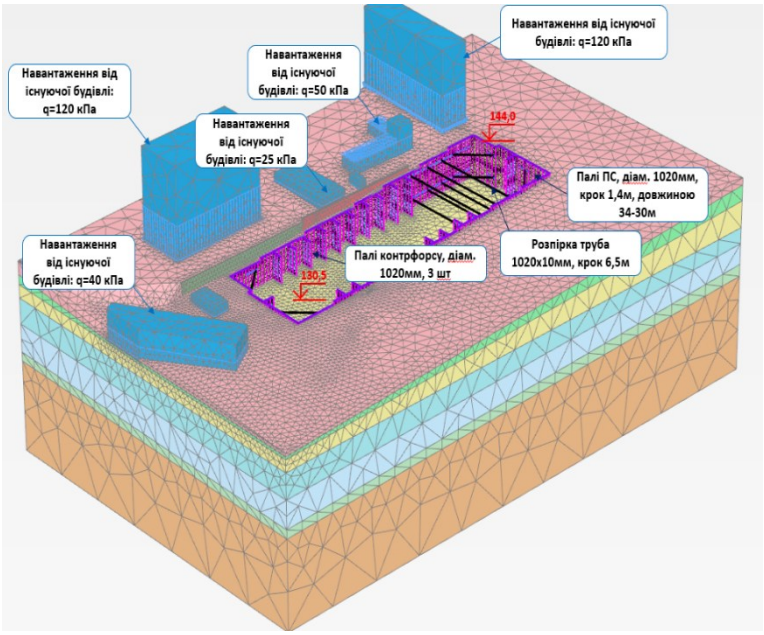
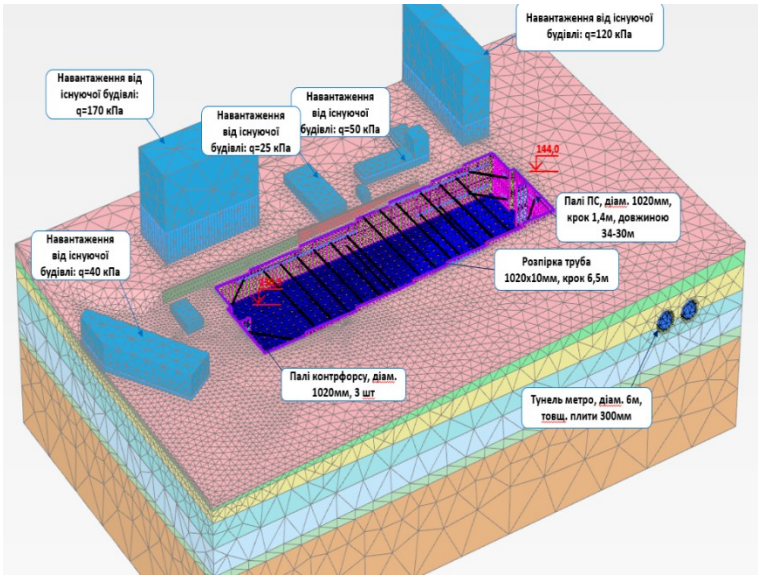
Оскільки в межах ділянки будівництва складні ґрунтові умови (наявність значної товщі пластичних та текучих пилувато-глинистих ґрунтів та потужних водоносних горизонтів), при моделюванні було враховано рівень ґрунтових вод в межах будівельного майданчика та відповідно змоделювано ефект водозниження при розробці котловану для більш коректної оцінки напружено-деформованого стану елементів огородження котловану.

З метою визначення оптимальної конфігурації огородження котловану (діаметр паль підпірної стіни, крок паль, довжина паль, наявність та розташування елементів підвищення жорсткості (контрфорсів та розпірок)) та з урахуванням розробленого алгоритму методики числового моделювання виконано набір серій розрахунків в плоскій та просторових постановках, основні з яких узагальнено і представлено у табл. 4.7.

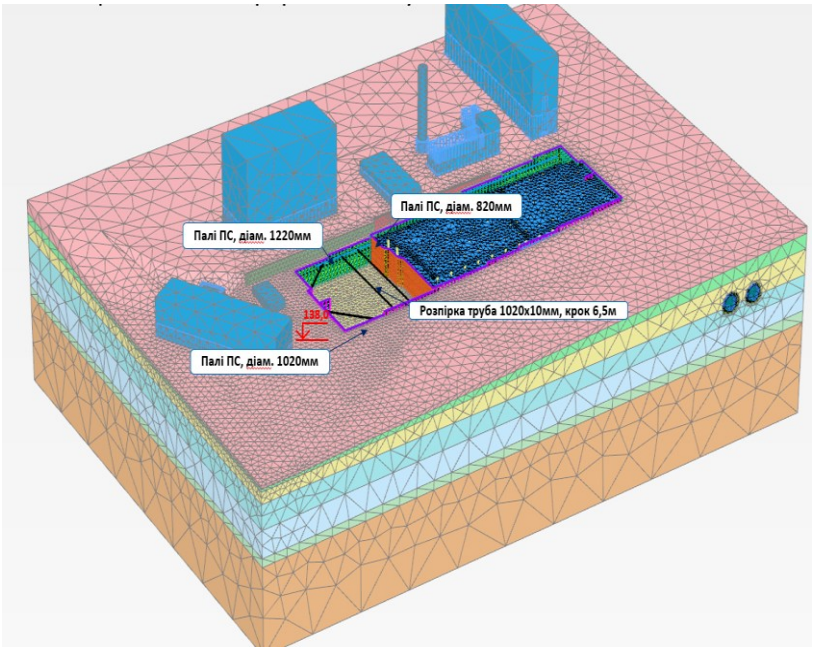
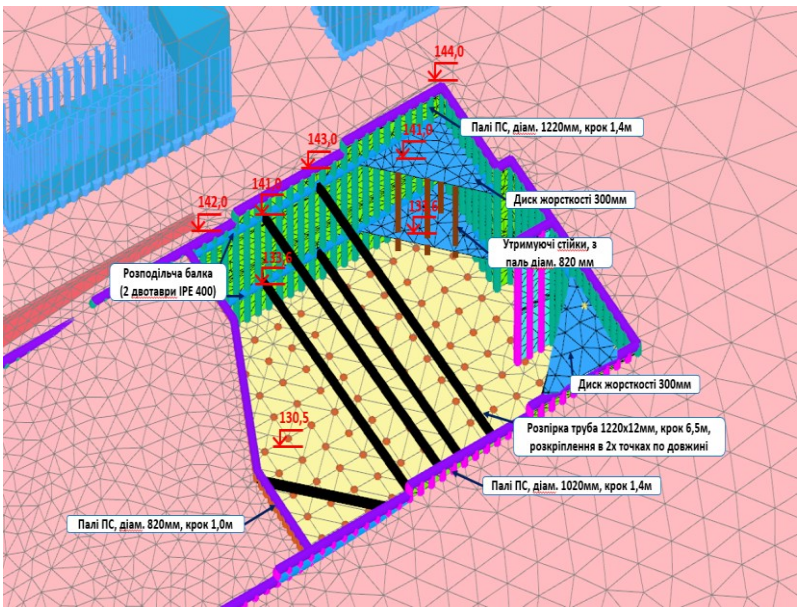
Таблиця 4.7. Огляд попередніх серій розрахунків

№	Скінченно-елементна модель	Короткий опис моделі та результатів
1		Модель виконано в плоскій постановці. Для підвищення жорсткості ПС було використано контрфорси. За результатами розрахунку отримані значні горизонтальні переміщення підпірної стіни (390 мм) та значні додаткові осідання існуючих будинків (288 мм), що не задовольняє нормативні значення додаткових деформацій існуючих будівель.
2		Модель виконано в плоскій постановці. Для підвищення жорсткості ПС було використано розпірні труби. За результатами розрахунку отримані значні горизонтальні переміщення підпірної стіни (71 мм) та значні додаткові осідання існуючих будинків (34-40мм), що не задовольняє нормативні значення додаткових деформацій існуючих будівель.

Продовження таблиці 4.7.

№	Скінченно-елементна модель	Короткий опис моделі та результатів
3		Це і всі подальші моделювання виконано в просторовій постановці. Для підвищення жорсткості ПС було використано і розпірні труби і контрфорси. За результатами розрахунку отримані значні горизонтальні переміщення підпірної стіни (72-230 мм) та значні додаткові осідання існуючих будинків (26-103 мм), що не задовольняє нормативні значення. Виявлено, що використання контрфорсів не призводить до значного зменшення деформацій при даній глибині котловану.
4		Прийнято рішення замість контрфорсів всюди використати розпірні труби 1020x10 крок 6,5м. Додано тунелі метрополітену для оцінки впливу на них. За результатами розрахунку горизонтальні переміщення підпірної стіни зменшилися до допустимих (31-85 мм) проте додаткові осідання існуючих будинків складають (15-82 мм), що не задовольняє нормативні значення додаткових деформацій існуючих будівель.

Продовження таблиці 4.7.

№	Скінченно-елементна модель	Короткий опис моделі та результатів
5		Для підвищення жорсткості ПС було прийнято рішення про поділ котловану на 3 захватки, влаштування 2х розподільчих діафрагм з паль діам. 820мм. Навантаження від існуючих будівель прийнято згідно результатів обстеження. Діаметр основних паль з боку оточуючої забудови збільшено до 1220 мм. Виявлено, що поділ на захватки суттєво не впливає на ситуацію. За результатами розрахунку горизонтальні переміщення підпірної стіни в межах допустимих (28-101 мм) проте додаткові осідання існуючих будинків складають (21-55 мм), що не задовольняє нормативні значення додаткових деформацій існуючих будівель
6		Для підвищення жорсткості ПС було додано залізобетоні диски жорсткості по кутам котловану. За результатами розрахунку горизонтальні переміщення підпірної стіни в межах допустимих (25-115 мм) проте додаткові осідання існуючих будинків складають (20-52 мм), що не задовольняє нормативні значення. Виявлено, що використання дисків жорсткості не призводить до значного зменшення додаткових деформацій існуючих будівель деформацій існуючих будівель.

Числове моделювання враховує наступні етапи будівництва:

0 етап – формування напружено-деформованого стану ґрунту у сучасному природному стані;

1 етап – навантаження від існуючих будівель оточуючої забудови;

2 етап – влаштування тунелів метрополітену;

3 етап – влаштування підпірної стіни з паль діам. 1020 та 1220 мм, кроком в 1,4 м, та контрфорсів з паль діам. 1020 мм та кроком паль 1,5м;

4 етап – розробка 1-го ярусу котловану (4м) з відм. 144,00 по відм. 140,00;

5 етап – влаштування паль фундаменту нової будівлі (з перебуром приблизно 10 м) з відм. 140,00;

6 етап – влаштування розподільчої балки з 2-х двотаврів IPE 400 та 1-го ярусу розпірок з труб 1220х12, кроком 7,0 м, з розкріпленням в 2-х точках по довжині розпірки, на відм. 141,00;

7 етап – розробка 2-го ярусу котловану (4м) з відм. 140,00 по відм. 136,00;

8 етап – влаштування розподільчої балки з 2-х двотаврів IPE 400 та 2-го ярусу розпірок з труб 1220х12, кроком 7,0 м, з розкріпленням в 2-х точках по довжині розпірки, на відм. 136,60 в межах секції 1 та на відм 137,00 в межах секції 2;

9 етап – зниження рівня ґрунтових вод в межах котловану до відмітки 130,00;

10 етап – розробка 3-го ярусу котловану (4м) з відм. 136,00 по відм. 132,00;

11 етап – влаштування розподільчої балки з 2-х двотаврів IPE 400 та 3-го ярусу розпірок з труб 1220х12, кроком 7,0 м, з розкріпленням в 2-х точках по довжині розпірки, на відм. 133,00 в межах секції 1, на відм. 134,40 в межах стилобату та на відм. 133,00 в межах секції 2;

12 етап – розробка 4-го ярусу котловану (до проектної відмітки дна котловану 130,50);

13 етап – влаштування плитного ростверку фундаменту нових будівель на відм. 130,50;

14 етап – влаштування каркасу до відносної відмітки +-0,000, що відповідає абсолютній відмітці 138,90 з поступовим демонтажем розпірок;

15 етап – навантаження на фундаменти нових секцій.

4.3.1 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» в плоскій постановці

За результатами розрахунку перерізу 1-1 додаткові осідання існуючого будинку №1, на етапі розробки котловану до проектної відмітки, складають 23 мм. Переміщення підпірної стіни складають 53 мм безпосередньо в зоні біля будинку №1 та 56 мм з протилежного боку котловану. Скінченно-елементна модель перерізу 1-1 наведена на рис. 4.28. Результати розрахунку для перерізу 1-1 показані на рис. 4.29.

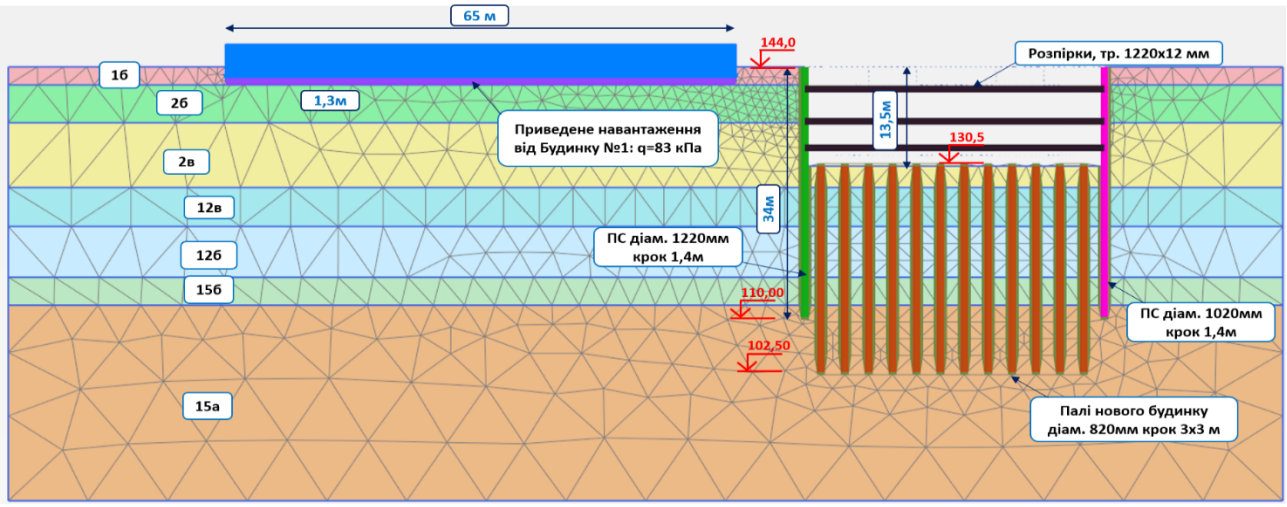


Рисунок 4.28. Плоска скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» перерізу 1-1

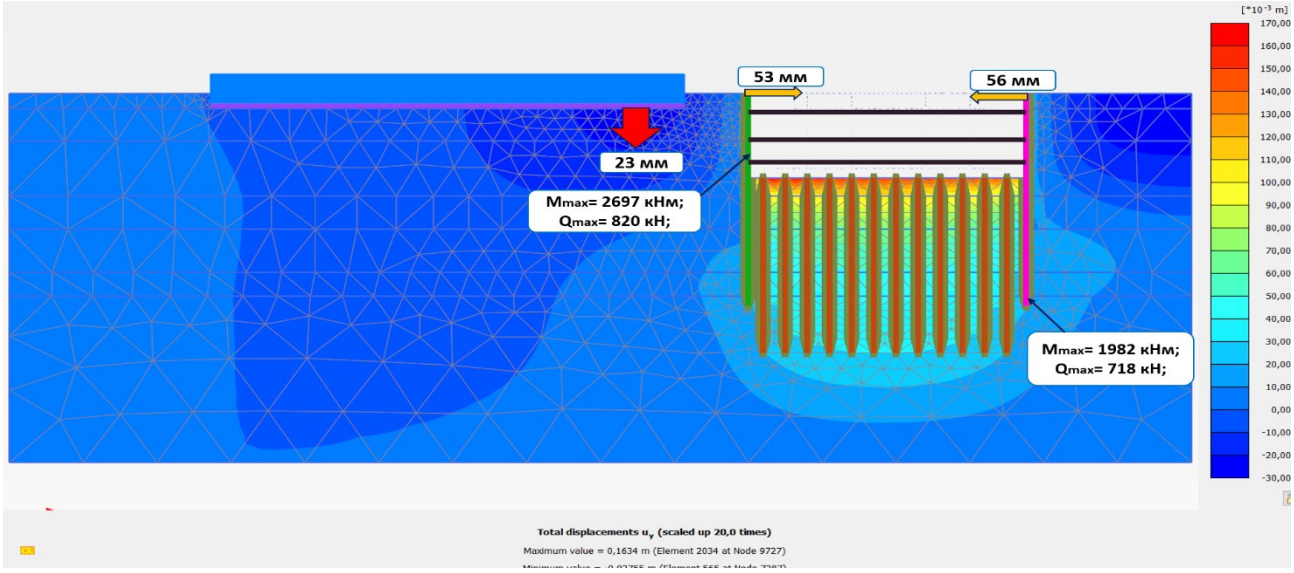


Рисунок 4.29. Результати розрахунку перерізу 1-1, на етапі розробки котловану до проектної відмітки

За результатами розрахунку перерізу 2-2 додаткові осідання існуючого будинку №2, на етапі розробки котловану до проектної відмітки, складають 39 мм. Переміщення підпірної стіни складають 51 мм безпосередньо в зоні біля будинку №2 та 25 мм з протилежного боку котловану. Скінченно-елементна модель перерізу 2-2 наведена на рис. 4.30. Результати розрахунку для перерізу 2-2 показані на рис. 4.31.

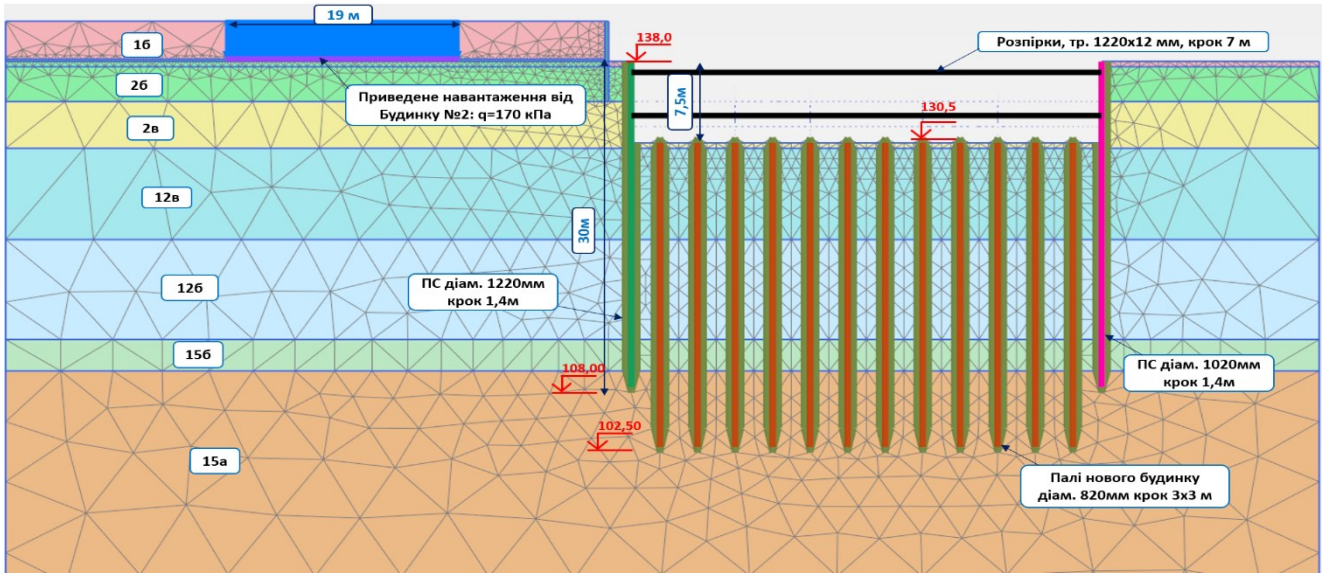


Рисунок 4.30. Плоска скінченно-елементна модель
системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» перерізу 2-2

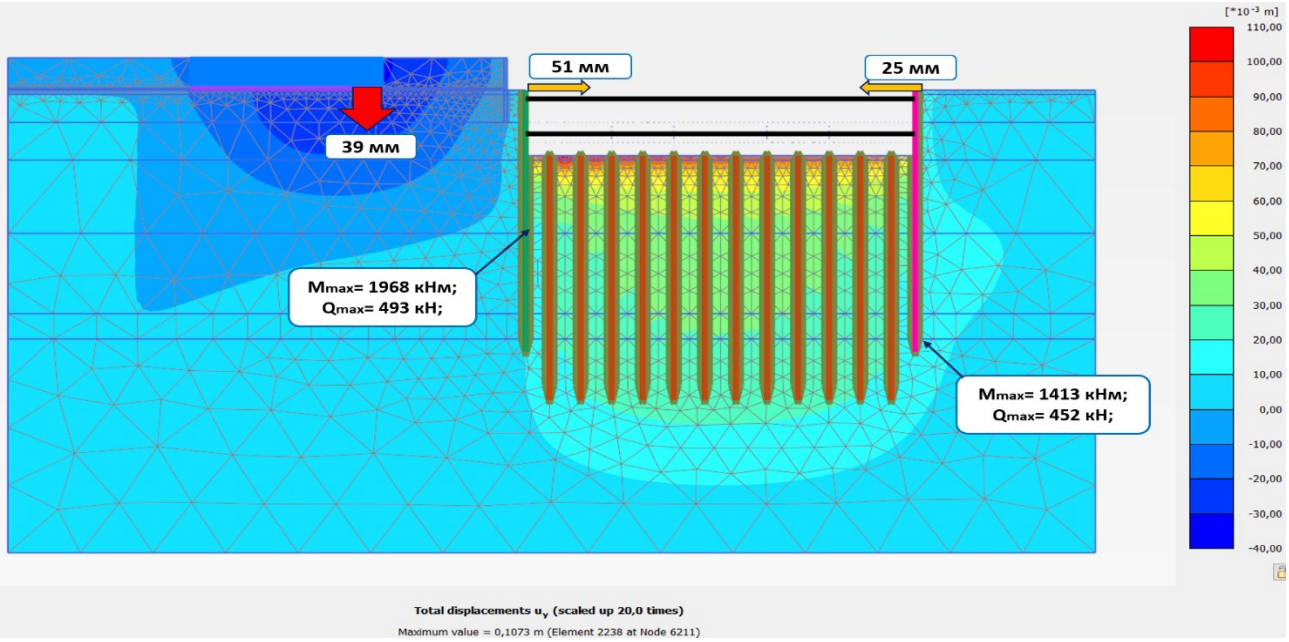


Рисунок 4.31. Результати розрахунку перерізу 2-2,
на етапі розробки котловану до проектної відмітки

4.3.2 Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» в просторовій постановці

На основі серії розрахунків, що були виконані в плоских та просторових постановках задачі, з метою визначення конфігурації огородження котловану (діаметр паль підпірної стіни, крок паль, довжина паль, наявність та розташування елементів підвищення жорсткості (контрфорсів та розпірок)) було розроблено дану просторову скінченно-елементну модель.

Скінченно-елементна модель (СЕМ) створена у тривимірній постановці для ефективної оцінки впливу нового будівництва на існуючі будівлі з урахуванням фактору просторової жорсткості фундаментних та утримуючих конструкцій і показана на рис. 4.32.

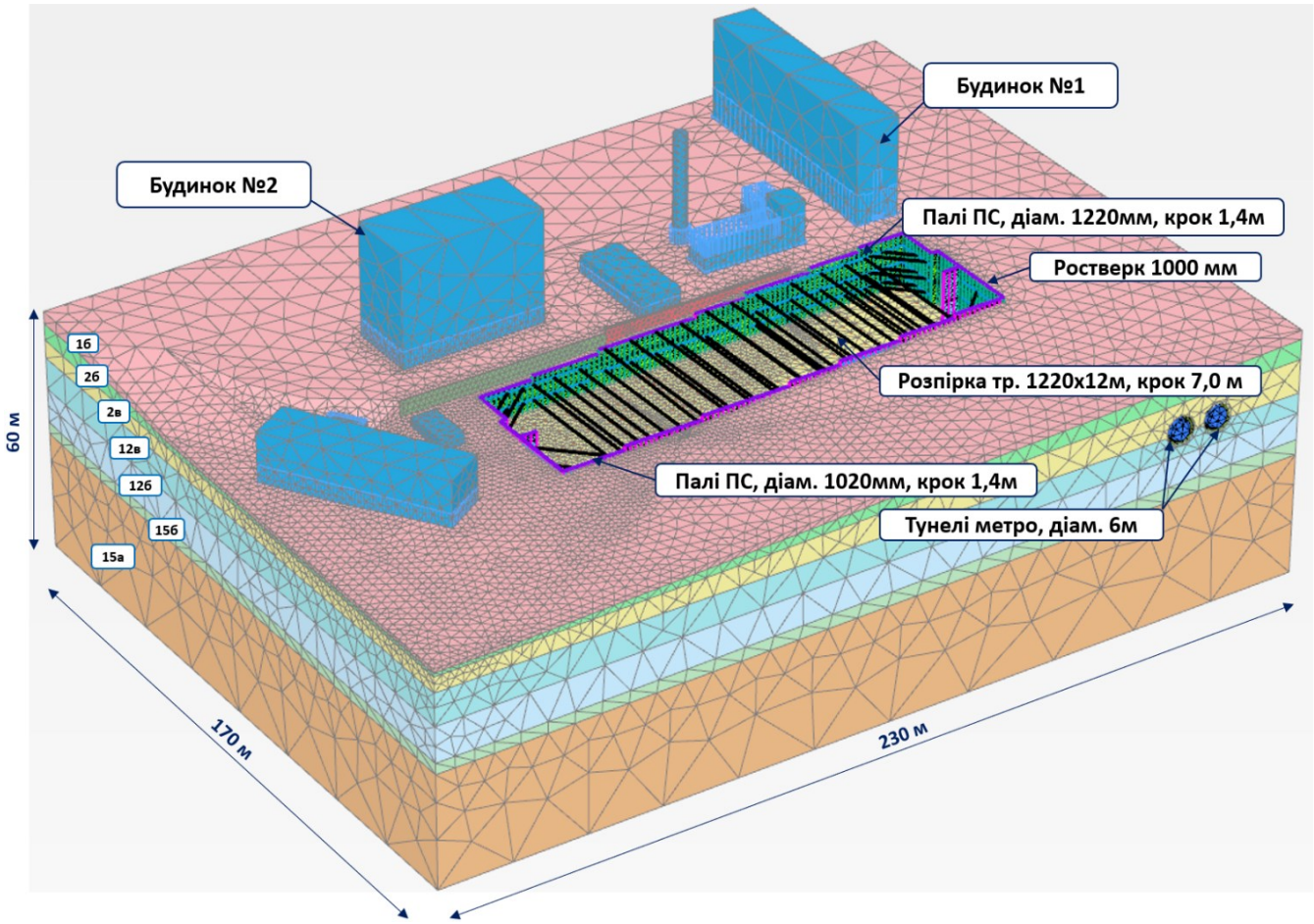


Рисунок 4.32. Просторова скінченно-елементна модель системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», на етапі розробки котловану до проектної відмітки

За результатами розрахунку просторової скінченно-елементної моделі додаткові осідання Будинку №1, на етапі розробки котловану до проектної відмітки, складають 15 мм. Додаткові осідання будинку №2 складають 38 мм. Додаткові осідання існуючих будівель показані на рис. 4.33.

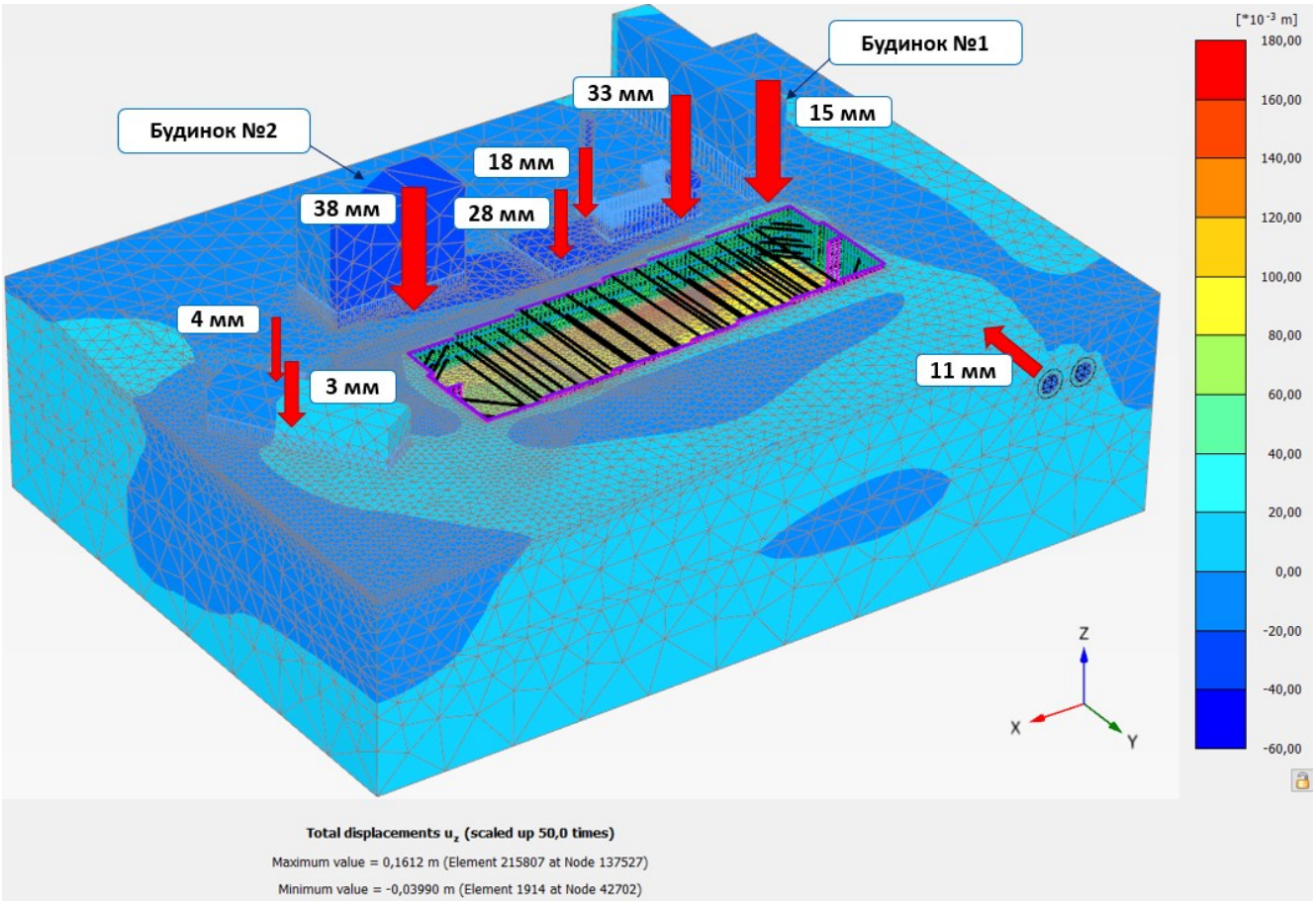


Рисунок 4.33. Додаткові осідання існуючих будівель,
на етапі розробки котловану до проектної відмітки

За результатами розрахунку просторової скінченно-елементної моделі переміщення підпірної стіни безпосередньо в зоні біля будинку №1 складають 45 мм та 35 мм з протилежного боку котловану. Переміщення підпірної стіни безпосередньо в зоні біля будинку №2 складають 54 мм та 41 мм з протилежного боку котловану. Максимальні значення переміщень підпірної стіни зафіксовані палях, що розташовані по середині кожної з граней котловану ($L_K/2$) і становлять 65 мм в зоні розташування існуючої забудови та 43 мм з протилежної сторони котловану. Переміщення підпірної стіни показані на рис. 4.34. Деформована схема огородження котловану показана на рис. 4.35.

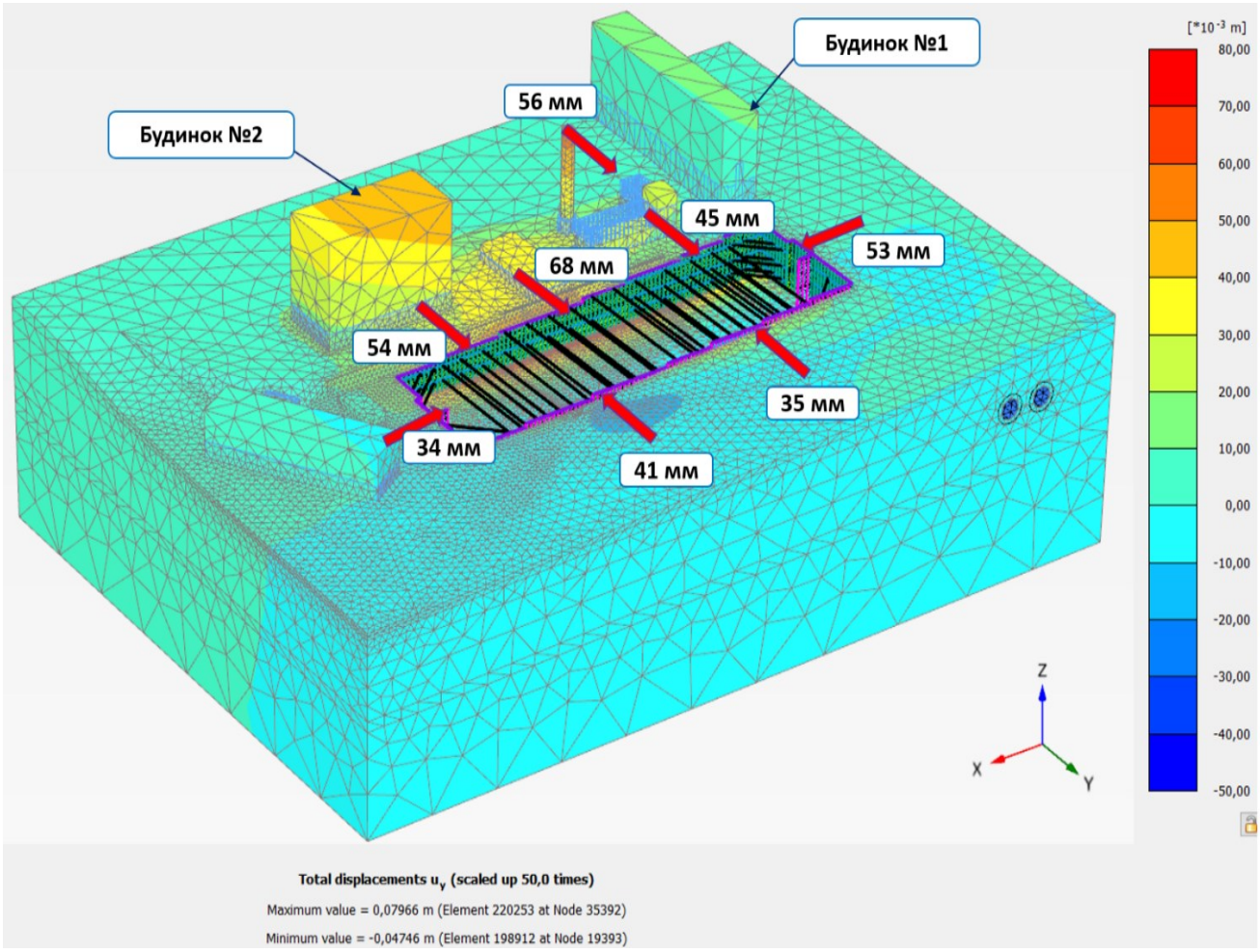


Рисунок 4.34. Горизонтальні переміщення підпірної стіни на етапі розробки котловану до проектної відмітки

За результатами розрахунку просторової скінченно-елементної моделі визначено максимальні зусилля в палях огородження котловану та розпірних трубах. Для подальшої розробки ефективних проектних рішень було виокремлено 8 типів армування паль (залежно від зусиль, що виникають в палях, а також діаметру і довжини паль, та глибини котловану в межах кожної зони). Максимальні значення згинальних моментів зафіксовані в палях, що розташовані по середині кожної з граней котловану ($L_K/2$) і становлять: 2782 кНм/палю в зоні розташування існуючої забудови та 1801 кНм/палю з протилежної сторони котловану. Деформована схема огородження котловану та максимальні зусилля, що виникають в елементах огородження котловану, показані на рис. 4.35.

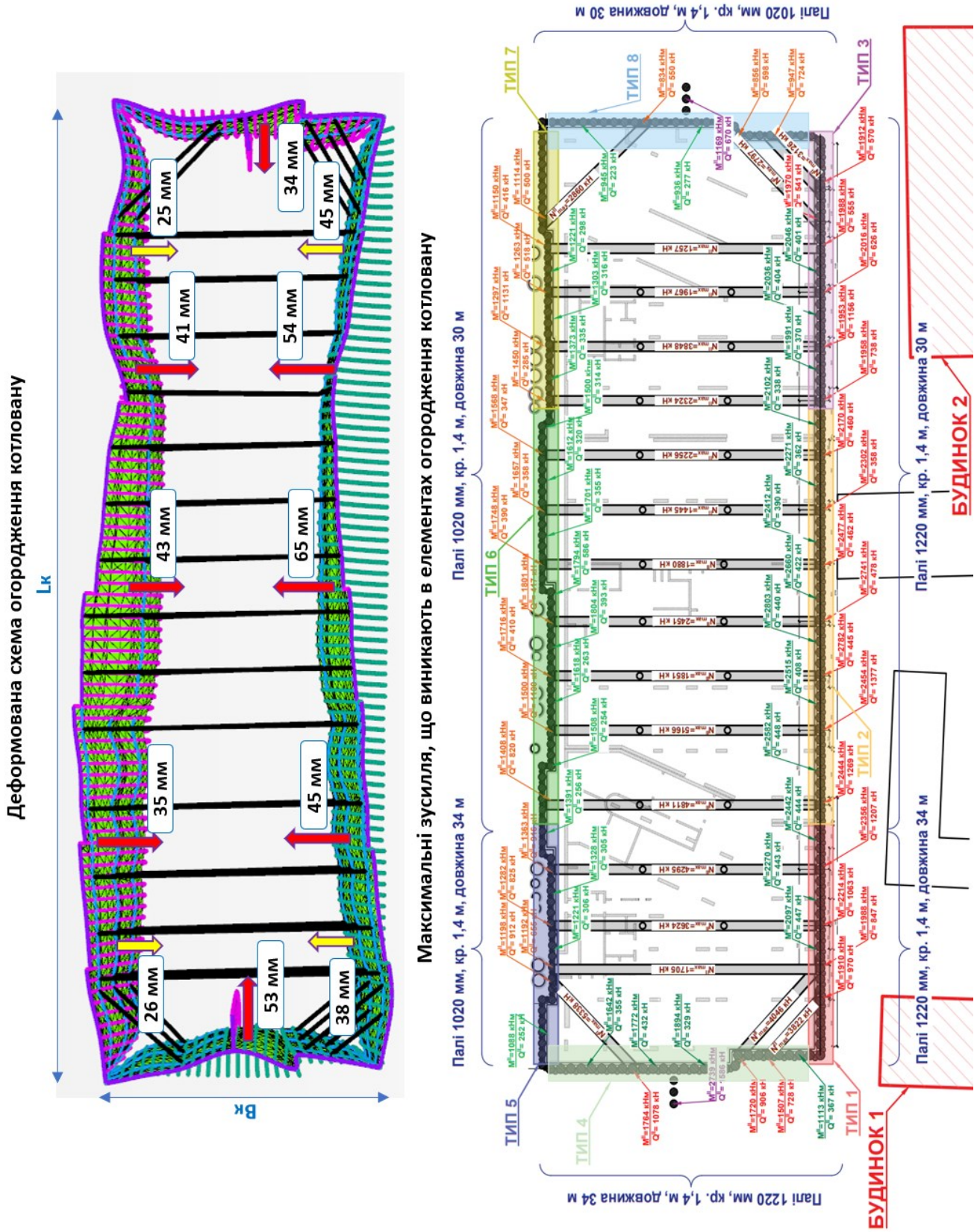


Рисунок 4.35. Деформована схема огородження котловану та зусилля,
що виникають в елементах огородження котловану,
на етапі розробки котловану до проектної відмітки

4.3.3 Порівняння отриманих результатів числового моделювання

За результатами числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» в плоскій і просторовій постановках виконано порівняння, на етапі розробки котловану до проектної відмітки:

1) Значень додаткових осідань існуючих будівель;

2) Переміщень підпірних стін в зоні розташування існуючих будинків;

3) Згинальних моментів, що виникають в підпірних стінах в зоні розташування існуючих будинків.

За результатами розрахунку в плоскій постановці додаткові осідання існуючих будинків становлять: 23 мм для будинку №1 та 39 мм для будинку №2. За результатами розрахунку в просторовій постановці додаткові осідання існуючих будинків становлять: 15 мм для будинку №1 та 38 мм для будинку №2. Значення додаткових осідань існуючих будинків наведено у таблиці 4.8.

Таблиця 4.8. Значення додаткових осідань існуючих будинків, на етапі розробки котловану до проектної відмітки

Додаткові осідання існуючих будинків	Плоска СЕМ	Просторова СЕМ
Будинок №1	23 мм	15 мм
Будинок №2	39 мм	38 мм

Для порівняння значень переміщень підпірних стін та згинальних моментів, що виникають в них було обрано палю підпірної стіни, що розташована в зоні існуючого Будинку №1.

Горизонтальні переміщення палі за розрахунком в плоскій постановці складають: 13 мм для голови палі і максимальне переміщення 53мм в рівні дна котловану. За розрахунком в просторовій постановці переміщення голови палі складає 5 мм, максимальне переміщення складає 45 мм. Відповідно максимальні горизонтальні переміщення паль, отримані при розрахунку просторової СЕМ на 20% менші ніж при розрахунку з використанням плоскої СЕМ.

Максимальний згинальний момент, що виникає в палі огородження котловану, отриманий при розрахунку просторової СЕМ складає 2442 кНм/палю, максимальний згинальний момент в палі, отриманий при розрахунку в плоскій СЕМ складає 2697 кНм/палю. Відповідно значення максимального згинального моменту отриманого при розрахунку з використанням просторової СЕМ на 10% менше за значення отримане при розрахунку з використанням плоскої СЕМ. Порівняння епюр горизонтальних переміщень та згинальних моментів наведено на рис. 4.36.

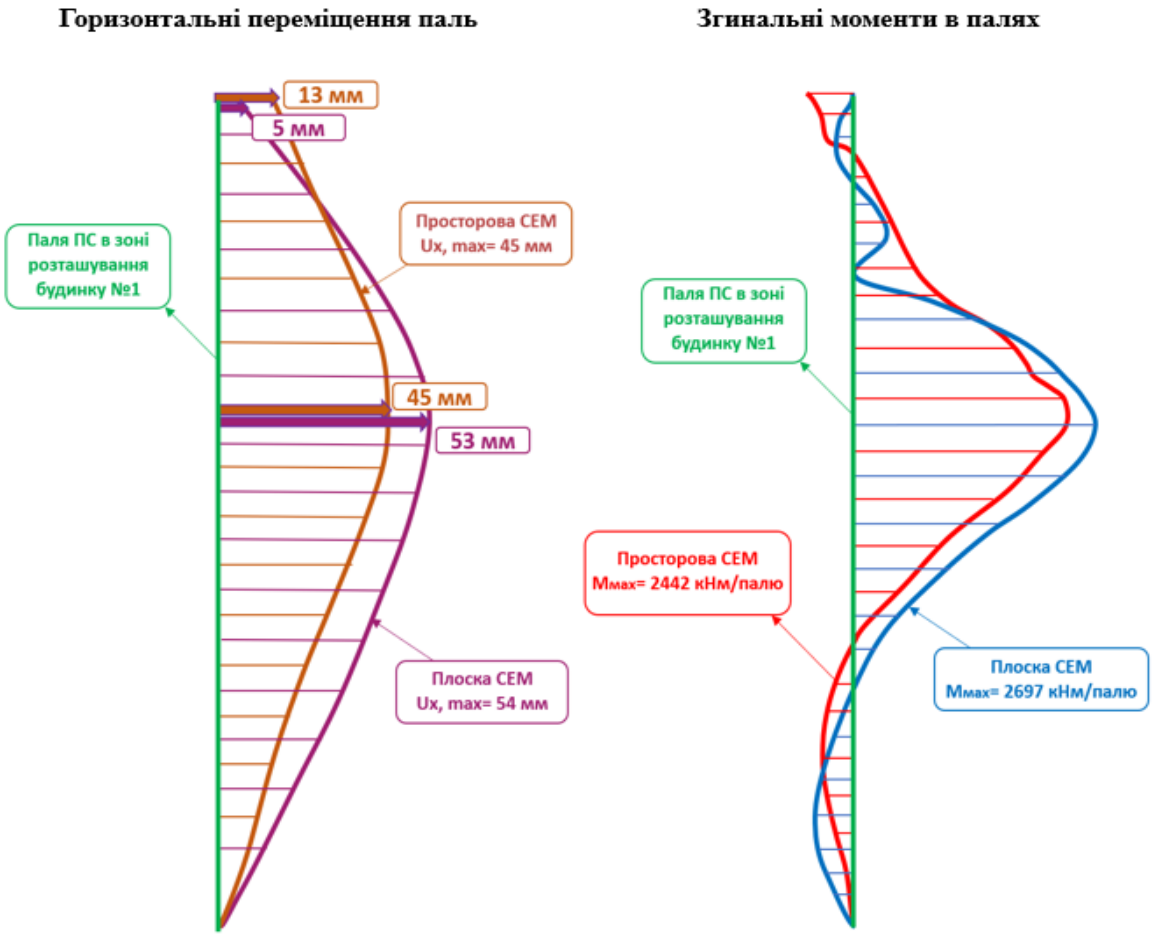


Рисунок 4.36. Порівняння горизонтальних переміщення та згинальних моментів, для палі, що в зоні розташування Будинку 1, на етапі розробки котловану до проектної відмітки.

В якості узагальненого висновку можна засвідчити що використання плоскої схеми прийнятно завищує значення переміщень (на 20%) та згинальних моментів (на 10%), проте підходить для швидкого аналізу, оскільки тривалість розрахунку в рази менша в порівнянні з просторовою схемою. В свою чергу у випадку складних

примикань існуючих будівель як наприклад з будинком №1 просторова схема дає можливість для більш коректної оцінки НДС елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі».

4.4 Висновки до розділу

1) Показано, що просторова скінченно-елементна модель дає змогу врахувати просторову жорсткість конструкцій і відповідно більш комплексно оцінити напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі».

2) Продемонстровано, що використання просторової (3D) скінченно-елементної моделі робить можливим врахування фактору просторової жорсткості конструкцій, що надалі дає змогу більш ефективно запроектувати конструкції підпірних стін. Недоліками даного методу є значна потреба в потужності обчислювального пристрою та час розрахунків.

3) Переміщення та згинальні моменти отримані при використанні 2D моделювання є на 15-35% більшими ніж з використанням 3D моделювання, що є цілком логічним, оскільки просторова скінченно-елементна модель дає змогу врахувати просторову жорсткість конструкцій і відповідно більш комплексно оцінити напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни».

4) Показано, що врахування просторової жорсткості гнучких підпірних стін при оцінці впливу влаштування глибоких котлованів в умовах щільної міської забудови призводить до зменшення прогнозованих значень додаткових осідань існуючих будівель до 1,5 рази у порівнянні із моделюванням аналогічних задач в умовах плоского напружено-деформованого стану.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1) Виявлено ефект впливу врахування просторової жорсткості гнучких підпірних стін на напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», який проявляється в зменшенні величин переміщень підпірних стін до 2 разів та зниження внутрішніх зусиль у їх конструкціях до 30% у порівнянні із розрахунками аналогічних систем в умовах плоского напружено-деформованого стану.

2) Запропоновано підхід до управління напружено-деформованим станом підпірних стін огородження котловану через зміну жорсткості окремих її частин шляхом введення додаткових елементів (розпірок, контрфорсів) або безпосередньо кроку та кількості паль самої підпірної стіни та зміни її конфігурації.

3) Розроблено алгоритм оцінки напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі», що відображає повний цикл від збору вихідних даних для проектування підпірних стін до експлуатації.

4) Показано, що врахування просторової жорсткості гнучких підпірних стін при оцінці впливу влаштування глибоких котлованів в умовах щільної міської забудови призводить до зменшення прогнозованих значень додаткових осідань існуючих будівель до 1,5 рази у порівнянні із моделюванням аналогічних задач в умовах плоского напружено-деформованого стану.

5) Встановлено, що на напружено-деформований стан підпірних стін впливає співвідношення сторін котловану, при співвідношенні сторін приблизно 1:1 ріст переміщень та зусиль у центральній частині котловану по відношенню до крайових зон відбувається з постійним зростанням (динаміка змін підпорядковується показниковій залежності), а при збільшенні співвідношення сторін котловану, до 1:2 та більше разів, прослідковується чітко виражена лінійна ділянка в центральній частині довшої сторони котловану, на якій не відбувається суттєвої зміни згинальних моментів та переміщень в елементах підпірної стіни.

6) Досліджено, що пряме використання параметрів ґрунтів, наведених у звіті з інженерно-геологічних вишукувань, для числового моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – існуючі будівлі» без їх ідентифікації може призвести до значної (у 2-3,5 рази) похибки у визначенні розрахункових значень переміщень конструкцій і ґрунтів.

7) З використанням запропонованої методики розроблено проектні рішення влаштування огородження глибоких котлованів у м. Київ на трьох різних об’єктах будівництва в умовах щільної міської забудови. Завдяки використанню запропонованої методики досягнуто зменшення розрахункових значень переміщень паль підпірних стін до 2 разів, зменшення значень згинальних моментів, що виникають в палях підпірних стін до 30% та прогнозується зменшення додаткових деформацій існуючої забудови.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Билеуш А.И. Теоретические основы расчета удерживающих сооружений и эффективности их работы при закреплении оползневых склонов : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / А.И. Билеуш; ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Ленинград, 1984. 440 с.

2. Блащук Н.В. Моделювання впливу влаштування глибокого котловану складної форми на поряд розташовані будинки / Блащук Н.В., Маєвська І.В., Губашова В.Є. // Збірник наукових праць «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві». Вінниця: ВНТУ, 2022. Том 33. No2. С. 132-141. DOI 10.31649/2311-1429-2022-2-132-141

3. Бойко І.П. Ідентифікація параметрів ґрунтів на основі результатів натурних випробувань паль / І.П. Бойко, Л.О. Скочко, М.В. Хоронжевський // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. 2021. Київ: КНУБА, Вип. 42. С. 9–18. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.9-18.

4. Бойко І.П. Взаємодія палі у складі підпірної стіни з основою / І.П. Бойко, Л.О. Скочко // Основи і фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2011. Вип. 32. С. 27-35.

5. Бойко І.П. Вплив фундаментів будинку на напружено-деформований стан утримуючих конструкцій / Бойко І.П., Ручківський В.В. // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2019. Вип. 38. С.9-15. DOI: 10.32347/0475-1132.38.2019.9-15.

6. Бойко І.П. Горизонтальне навантаження на утримуючі конструкції в складних інженерно-геологічних умовах / І. П. Бойко, О.О. Арешкович, М.М. Кризський // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2013. Вип. 34. С. 3-8.

7. Бойко І.П. Особливості використання гіпотези Ш.О. Кулона для ґрунтового дисперсного середовища. Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2023. Вип. 47. С. 9–14. DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.9-14.

8. Бойко І.П. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при прибудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // Основи та фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2004. Вип. 28. С. 3-10.

9. Бойко І.П. Моделювання взаємодії комплексних підпірних стін з ґрунтовою основою / І.П. Бойко, Л.О. Скочко // Містобудування та територіальне планування. Київ: КНУБА, 2012. Вип. 46. С. 528–536.

10. Бойко І.П. Особливості роботи підпірних стін з буронабивних паль у текучих супісках / І.П. Бойко, Л.О. Скочко, В.І. Скочко // Основи та фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2019. Вип. 39. С. 9–18. DOI: 10.32347/0475-1132.39.2019.9-18

11. Бондарева Л.О. Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підпірних стін складних конфігурацій / Л.О. Бондарева, В.С. Носенко, А.Р. Маламан // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 45. С. 9-21. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21

12. Бондарева Л.О. Дослідження впливу методики розрахунку підпірних стін на розподіл зусиль у конструкціях і їх переміщення / Л.О. Бондарева, В.В. Беган // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2024. Вип. 49. С. 33–42. DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.33-42

13. Бондарева Л.О. Пошук ефективних рішень огородження котловану під будівництво дворівневого паркінгу багатоповерхового будинку / Л.О. Бондарева, К. Мехеда // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2023. Вип. 46. С. 49–62. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.49-62

14. Бондарева Л.О. Дослідження закономірностей деформування існуючих споруд поблизу котлованів з використанням методу скінченних елементів / Л.О. Бондарева, М.В. Хоронжевський // Опір матеріалів і теорія споруд: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2025. № 115. С. 192-203. DOI: 10.32347/2410-2547.2025.115.192-203.

15. Бондарева Л.О. Оцінка впливу процесу влаштування огороджувальних конструкцій котловану на оточуючу забудову / Л.О. Бондарева, М.В. Хоронжевський // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 45. С. 22–32. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.22-32.

16. Будин В. А. Тонкие подпорные стенки. Ленинград : Стройиздат, 1974, 191 с.

17. Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі / Ю.Л. Винников. Полтава : ПолтНТУ, 2016. 280 с.

18. Геотехнічний моніторинг в умовах ущільненої міської забудови / Ю.І. Іщенко, Ю.С. Слюсаренко, Ю.Б. Мелащенко, М.С. Яковенко, І.В. Бень // Наука та будівництво: науково-технічний журнал. Київ: ДП НДІБК, 2020. Т. 25, № 3. С. 13–25. DOI: 10.33644/scienceandconstruction.v25i3.2

19. Геотехнічний моніторинг улаштування котловану новобудови поруч з існуючими будівлями / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Д.А. Єрмоленко, М.К. Акопян // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Дніпро, 2022. Вип. 22. С. 12–26. DOI: 10.15802/bttrp2022/268184

20. Гинзбург Л. К. О распределении давления ґрунта между рядами свай / Л.К. Гинзбург // Основания, фундаменты и механика ґрунтов. Москва, 1985. № 2. С. 28.

21. Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции / Л.К. Гинзбург. Москва: Стройиздат, 1979. 80 с.

22. Гуслиста Г.Е. Порівняльний аналіз результатів розрахунку залізобетонної шпунтової стінки різними методами. Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. Днепропетровск: ПГАСА, 2014. Вып. 73. С. 98–103.

23. ДБН В.1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. [Чинний від 2017-12-01]. Київ: Мінрегіон України, 2017. 47 с.

24. ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

25. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. Київ: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. 66 с.

26. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. Київ: Мінрегіон України, 2015. 41 с.

27. Жук В.В. Порівняння інтерпретацій даних, отриманих за допомогою CPTu та DMT / В.В. Жук, К.О. Бондарєв, О.В. П'ятков // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2025. Вип. 50. С. 97–105. DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.97-105

28. Зоценко М. Л. Математичне моделювання геотехнічних процесів на основі рішень пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів. Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Полтава: ПолтНТУ, 2003. №12. С. 96–104.

29. Зсувні процеси на схилах річкових долин, складених лесовими ґрунтами (на прикладі полтавського лесового плато) / С.В. Біда, Ю.Й. Великодний, О.В. Куц, К.В. Підрійко, А.М. Ягольник. Основи та фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2015. Вип. 37. С. 260–271.

30. Інженерний захист та освоєння територій : довідник / А.І. Білеуш, В.С. Ніщук, І.В. Вилик та ін.; за ред. В.С. Ніщука. Київ: Основа, 2000. 342 с.

31. Іщенко Ю.І. Геотехнічний моніторинг при реконструкції Поштової площі в м. Києві / Ю.І. Іщенко // Збірник наукових праць «Екологічна безпека та природокористування». Київ : ДП НДІБК, 2020. Т. 34. No2. С. 111-122. DOI: 10.32347/2411-4049.2020.2.111-122

32. Клейн Г.К. Давление на подпорную стену в зависимости от её перемещений и жесткости основания / Г. К. Клейн // Основания, фундаменты и механика ґрунтов. Москва, 1963. № 3. С. 1–4.

33. Клейн Г.К. Расчет подпорных стен / Г. К. Клейн. Москва, 1964. 196 с.

34. Козлова Т.В. Виявлення хвильових деформаційних процесів зсувних схилів північно-західного Причорномор’я за даними інструментальних спостережень / Т.В. Козлова, Є.А. Черкез // «Вісник Одеського національного

університету. Сер.: Географічні і геологічні науки». Одеса: Одеський національний університет імені І. І. Мечникова, 2021. Вип. 2 (39). Том 26. С.149-164. DOI: 10.18524/2303–9914.2021.2(39).247157

35. Лучковский И.Я. О несущей способности гибких подпорных стен / И.Я. Лучковский, А.В. Самородов, С.В. Есакова // Науково-технічний збірник «Комунальне господарство міст». Серія: Технічні науки та архітектура. Харків, 2012. № 105. С. 62–68.

36. Мелашенко Ю.Б. Багаторічний моніторинг деформацій будівель і споруд геодезичними методами / Мелашенко Ю.Б., Яковенко М.С., Зорін Є.В., Бень І.В. // Науково-технічний журнал «Наука та будівництво». Київ: ДП НДІБК, 2023. Т. 37. No3. С. 71-87. DOI: 10.33644/2313-6679-3-2023-8.

37. Моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву зсувного схилу / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, А.М. Виноградова, О.В. Костенко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Полтава : ПолтНТУ, 2013. Вип. 3(38), т. 1. С. 160–169.

38. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; под общ. ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. Москва: Стройиздат, 1985. 480 с.

39. Підлуцький В.Л. Ідентифікація ґрунтових параметрів при розрахунку висотних будівель на пальових фундаментах / В.Л. Підлуцький, В.В. Беган // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 44. С. 19–26. DOI: 10.32347/0475-1132.44.2022.19-26

40. Распределение усилий между рядами свай противооползневой конструкции / Л.К. Гинзбург, В.Е. Коваль, З.Б. Лабкин, В.С. Васковская // Основания, фундаменты и механика ґрунтов. Москва, 1990. № 2. С. 7–11.

41. Ращенко А.М. Активізація техногенних процесів при різкій зміні рівня водойм та ґрунтових вод внаслідок техногенних катастроф гідротехнічних споруд / А.М. Ращенко, Т.В. Диптан, А.Р. Маламан // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2023. Вип. 46. С. 123-132. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.123-132

42. Ручківський В.В. Напружено-деформований стан підпірних стін в залежності від їх конструкцій / В.В. Ручківський // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2020. Вип. 40. С. 76-82. DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82

43. Ручківський В.В. Формування напружено-деформованого стану основи при зведенні фундаментів на різних відмітках в щільно забудованій території / Ручківський В.В. // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2021. Вип. 42. С. 64-71. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.64-71

44. Савенко В.О. Робота конструкцій підпірної стіни зі структурною поверхнею на основі, що нерівномірно деформується : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Савенко Володимир Олегович; наук. керівник Р.О. Тімченко; Криворізький нац. ун-т, Держ. вищ. навч. закл. «Придніпровська держ. академія будівництва та архітектури». Кривий Ріг, 2021. 176 с.

45. Скочко (Бондарева) Л.О. Вплив положення ярусів підпірних стін в плані на величину горизонтальних переміщень та значення згинальних моментів / Л.О. Скочко (Бондарева) // Сучасні проблеми архітектури та містобудування. Київ: КНУБА, 2017. Вип. 48. С. 527–536.

46. Смолій К.Б. Аналіз сучасних геодезичних та геотехнічних методів моніторингу за деформаціями інженерних споруд / К.Б. Смолій // Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва: Збірник наукових праць. Львів, 2015. Вип. 1(29). С. 87–89.

47. Солодей І.І., Затилюк Г.А. Дослідження достовірності та ефективності використання моделей зміцнюваного ґрунту в рамках метода скінченних елементів // Опір матеріалів і теорія споруд: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2022. №109. С. 30-37. DOI: 10.32347/2410-2547.2022.109.30-37

48. Солодей І.І. Постановка задачі моделювання зсувних процесів в малозв'язних пластичних ґрунтах / І.І. Солодей, Е.Ю. Петренко, В.М. Павленко // Опір матеріалів і теорія споруд: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2023. № 110. С. 47–62. DOI: 10.32347/2410-2547.2023.110.47-62

49. Титаренко В.А. Визначення ефективності параметрів шпунтової стінки при реконструкції в умовах щільної забудови / В.А. Титаренко // Галузеве машинобудування, будівництво. Полтава, 2010. Вип. 3(28). С. 259–265.

50. Титаренко В.А. Використання цифрових двійників для влаштування глибоких котлованів при трансформації об'єктів культурної спадщини / В.А. Титаренко, А. Дворник // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2025. Вип. 50. С. 286–295. DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.286-295

51. Носенко В.С. Ідентифікація параметрів міцності ґрунтів для оцінки стійкості зсувного схилу / В.С. Носенко, Т.В. Диптан, Д.І. Нечипоренко // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2023. Вип. 46. С. 17–27. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.17-27

52. Носенко В.С. Ідентифікація розрахункових параметрів моделі ґрунту Hardening Soil на базі лабораторних випробувань ґрунту / В.С. Носенко, Д.І Нечипоренко, О. Фадєєв // Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Київ : КНУБА, 2023. Вип. 47. С. 61–74. DOI: 10.32347/0475-1132.47.2023.61-74

53. Червинський Я.І. Оцінка стійкості схилу за методом Г.М. Шахунянца з урахуванням роботи підпірних стін, що підсилені анкерами, на об’єкті будівництва по вул. Глибочицькій, 43 в Шевченківському районі м. Києва / Я.І. Червинський, В.Д. Шуминський, О.В. Шидловська // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць. Полтава, 2012. Вип. 4(34), Т. 1. С. 290–295.

54. Черкез Є.А. Оцінка ролі факторів формування та розвитку зсувів одеського узбережжя / Є.А. Черкез, Д.В. Мелконян // Вісник Одеського національного університету. Серія: Географічні та геологічні науки. Одеса, 2009. Т. 14, Вип. 16. С. 268–279.

55. Черкез Є.А. Оползни северо-западного побережья Черного моря (моделирование, прогноз устойчивости склонов и оценка эффективности противооползневых мероприятий) [Зсуви північно-західного узбережжя Чорного моря (моделювання, прогноз стійкості схилів та оцінка ефективності протизсувних заходів)] : дис. ... канд. геол. наук : 04.00.01 / Черкез Євген Анатолійович; Ін-т геол. наук НАН України. Київ, 1994. 191 с.

URL: https://uacademic.info/ua/document/0594U000228

56. Яковенко М.С. Просторова модель та розвиток деформацій в часі за результатами геодезичного моніторингу підпірної стіни / М.С. Яковенко // InterConf. Київ, 2021. № 51. С. 962–972. URL: https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/interconf/article/view/11725

57. Яковенко М.С. Технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд: дис. … д-ра філос. / Київський національний університет будівництва і архітектури. Київ, 2026. 245 с. URL: https://www.knuba.edu.ua/wp-content/uploads/2026/03/2026-diss-yakovenko-mykhailo.pdf

58. A new IPS earth retention system / N.K. Kim, J.S. Park, H. J. Jang [et al.] // Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, 2005. P. 1369–1372. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1369

59. A simple estimation model for 3D braced excavation wall deflection / A.T.C. Goh, F. Zhang, W. Zhang [et al.] // Computers and Geotechnics. Oxford, 2017. Vol. 83. P. 106–113. DOI: 10.1016/j.compgeo.2016.10.022

60. A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application / Kok Sien Ti, Bujang B. K. Huat, Jamaloddin Noorzaei [et al.] // Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE). Oklahoma City, 2010. Vol. 14, P. 1–18.

61. An example of the protection of a deep excavation in an urban environment / F. Dodigović, K. Agnezović, K. Ivandić, S. Strelec // Journal of Geotechnical Engineering. Varaždin, 2022. Vol. 9, № 1. P. 83–94. DOI: 10.51557/gfv.2022.9.1.7

62. Analysis of Corner Effect of Diaphragm Wall of Special-Shaped Foundation Pit in Complex Stratum / Y. Li, C. Wang, Y. Sun, R. Wang, G. Shao, J. Yu // Frontiers in Earth Science. Lausanne, 2022. Vol. 10. Art. 794756, P. 1–6. DOI: 10.3389/feart.2022.794756

63. Beer G. Simulation of Sequential Tunnel Excavation Construction with the Boundary Element Method / G. Beer, Ch. Dünser // Computational Methods in Tunneling. Berlin, 2009. P. 147–154.

64. PLAXIS Material Models Manual: CONNECT Edition V22.01 / Bentley Systems. Exton, 2022. 294 p.

65. PLAXIS Scientific Manual: CONNECT Edition V22.01 / Bentley Systems. Exton, 2022. 218 p.

66. Bolton M.D. Behaviour of diaphragm walls in clay prior to collapse / M.D. Bolton, W. Powrie // Géotechnique. London, 1988. Vol. 38, № 2. P. 167–189. DOI: 10.1680/geot.1988.38.2.167

67. Bolton M.D. The collapse of diaphragm walls retaining clay / M.D. Bolton, W. Powrie // Géotechnique. London, 1987. Vol. 37, № 3. P. 335–353. DOI: 10.1680/geot.1987.37.3.335

68. Bozkurt S. 2D & 3D numerical analyses of a deep excavation supported by LC columns / S. Bozkurt, A. Abed, M. Karstunen // Proceedings of the 10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2023). London, 2023. P. 1–6. DOI: 10.53243/NUMGE2023-188

69. Brinkgreve R.B.J. Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application / R.B.J. Brinkgreve // Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration : Proc. of the Geo-Frontiers 2005 Congress (Austin, Texas, January 24–26, 2005) / ed. by J.A. Yamamuro, V.N. Kaliakin. Reston (Va.): American Society of Civil Engineers, 2005. P. 69–98. (Geotechnical Special Publication; No. 128). DOI: 10.1061/40771(169)4

70. Chen W.-F. Constitutive Equations for Engineering Materials. Vol. 1: Elasticity and Modeling / W.-F. Chen, A. F. Saleeb. Amsterdam; Lausanne; New York, 1994. 580 p. (Studies in Applied Mechanics; vol. 37A).

71. Comparison of two inverse analysis techniques for learning deep excavation response / Y.M.A. Hashash, S. Levasseur, A. Osouli, R. Finno, Y. Malecot // Computers and Geotechnics. Oxford, 2010. Vol. 37, № 3. P. 323–333. DOI: 10.1016/j.compgeo.2009.11.005

72. Comparison between field monitoring and numerical results of a woven geotextile-reinforced soil retaining wall / C.V.S. Benjamim, B.S. Bueno, J.G. Zornberg, R. Katzenbach, G. Bachman, C. Gutberlet. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Rotterdam, 2005. Vol. 3. P. 1323–1326. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1323

73. De Borst R. Calculation of collapse loads using higher order elements / R. De

Borst // Deformation and Failure of Granular Materials. Rotterdam, 1982. P. 503–513.

74. Desai C.S. Numerical design and analysis of piles in sands / C.S. Desai // Journal of the Geotechnical Engineering Division. Reston, 1974. Vol. 100, № 6. P. 613–635.

75. Doubrovsky M.P. Numerical and physical modeling of U-shaped sheet piles behavior / M.P. Doubrovsky, G.N. Meshcheryakov // Основи і фундаменти: міжвід. наук.-техн. зб. Київ: КНУБА, 2015. Вип. 37. С. 104–116.

76. Doubrovsky M.P. Assessment of soil lateral pressure depending on retaining wall displacements / M.P. Doubrovsky, M.V. Poizner, D.K. Kalichava, Y.V. Kuzmenko, A.V. Kaluzniy // Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Rotterdam, 2005. Vol. 2. P. 889–892. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-889

77. Duncan J.M. Nonlinear analysis of stress and strain in soils / J.M. Duncan, C.-Y. Chang // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Reston, 1970. Vol. 96, № 5. P. 1629–1653.

78. Effects of the excavation of deep foundation pits on an adjacent double-curved arch bridge / X. Yan, L. Tong, H. Li, W. Liu, Y. Xiao, W. Wang // Underground Space. Beijing, 2025. Vol. 21. P. 164–177. DOI: 10.1016/j.undsp.2024.09.001

79. Fellenius B. New pile force gauge for accurate measurements of pile behavior during and following driving / B. Fellenius, T. Haagen // Piles and bearing capacity calculations. Stockholm, 1970. P. 355–362.

80. Finno R.J. Supported Excavations: Observational Method and Inverse Modeling / R.J. Finno, M. Calvello // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Reston, 2005. Vol. 131, № 7. P. 826–836. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:7(826)

81. Finno R.J. Three-Dimensional Effects for Supported Excavations in Clay / R.J. Finno, J.T. Blackburn, J.F. Roboski // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Reston, 2007. Vol. 133, № 1. P. 30–43. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:1(30

82. Geotechnical factors influencing earth retaining wall deformation during

excavations / S. Seo, J. Park, Y. Ko, G. Kim, M. Chung // Frontiers in Earth Science. Lausanne, 2023. Vol. 11. Art. № 1263997. P. 1–16. DOI: 10.3389/feart.2023.1263997

83. Gouw T. Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems / T. Gouw // International Journal of Applied Engineering Research. Delhi, 2014. Vol. 9, № 21. P. 8291–8311.

84. Gudehus G. Requirements for constitutive relations for soils / G. Gudehus // Mechanics of geomaterials: Rocks, concrete, soil. Chichester, 1985. P. 47–64.

85. Hsieh P.-G. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation / P.-G. Hsieh, C.-Y. Ou // Canadian Geotechnical Journal. Ottawa, 1998. Vol. 35, № 6. P. 1004–1017. DOI: 10.1139/t98-056

86. Impacts of the plane strain ratio on excavations in soft alluvium deposits / B.C.B. Hsiung, S. Likitlersuang, K.H. Phan, P. Pisitsopon // Acta Geotechnica. Berlin, 2021. Vol. 16. P. 1–16. DOI: 10.1007/s11440-020-01115-3

87. Janbu N. Slope stability computation / N. Janbu // Embankment-Dam Engineering: Casagrande volume. New York, 1973. P. 47–86.

88. Jia X. Deformation Analysis of Reinforced Retaining Wall Using Separate Finite Element / X. Jia, J. Xu, Y. Sun // Discrete Dynamics in Nature and Society. New York, 2018. Vol. 2018, Art. ID 6946492. P. 1–9. DOI: 10.1155/2018/6946492

89. Katzenbach R., Bachman G., Gutberlet C. Pile-Soil-Wall-Interaction during the construction process of deep excavation pits. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering [ISBN 978-1-61499-9 (online)]. Rotterdam, Millpress Skience Publishers/IOS Press, 2005. Vol. 1–4. P.1501–1504. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1501.

90. Kezdi A. Earth pressure on retaining walls turning about the toe / A. Kezdi // Brussels Conference on Earth Pressure Problems. Brussels, 1958. Vol. 1. P. 15–27.

91. Kondner R.L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils / R. L. Kondner // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Reston, 1963. Vol. 89, № 1. P. 115–144.

92. Kong M. Parameters determination methods and project validation of Hardening Soil Model with small strain stiffness based on finite element method /

M. Kong, Y. Qin, C. Zhang // Scientific Reports. London, 2025. Vol. 15, № 1. Art. № 13717. P. 1–15. DOI: 10.1038/s41598-025-98186-7

93. Law, K.H. 3D Finite Element Analysis of a Deep Excavation Considering the Effect of Anisotropic Wall Stiffness / K.H. Law, Z. Ismail, R. Hashim // 19th Southeast Asian Geotechnical Conference & 2nd AGSSEA Conference (19SEAGC & 2AGSSEA): conference paper, Kuala Lumpur, 31 May–3 June 2016. Kuala Lumpur, 2016. P. 1–6.

94. Mechanical Behavior of the Reinforced Retaining Wall Subjected to Static Load / Y. Liu, Z. Yao, H. Liu, M. Shao, Y. Zhao // Advances in Civil Engineering. New York, 2021. Vol. 2021, Art. ID 8844033. P. 1–10. DOI: 10.1155/2021/8844033

95. Mitew-Czajewska M. A study of displacements of structures in the vicinity of deep excavation / M. Mitew-Czajewska // Archives of Civil and Mechanical Engineering. Wrocław, 2019. Vol. 19, № 2. P. 547–556. DOI: 10.1016/j.acme.2018.11.009

96. Mróz Z.A constitutive model for sand with anisotropic hardening rule / Z. Mróz, St. Pietruszczak // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 1983. Vol. 7, № 3. P. 305–320.

97. Muir Wood D. Soil behavior and critical state soil mechanics / D. Muir Wood. Cambridge: Cambridge University Press, 1990. 465 p.

98. Murthy V.N.S. Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering / V.N.S. Murthy. New York: Marcel Dekker, Inc., 2002. 1035 p.

99. Obrzud R. The Hardening Soil Model: A Practical Guidebook / R. Obrzud, A. Truty // Report 301125 (revised 30.11.2025). GeoDev. PO Box CH-1001 Lausanne, Switzerland, 2025. 182 p.

100. Ou Chang-Yu. Deep excavation. Theory and practice [ISBN 13: 978-0-41540822-6]. London: Taylor & Francis Group, 2006. 532 p.

101. Popa H. Numerical modeling of propped retaining walls – influence of parameters / H. Popa, L. Thorel, C. Gaudin, J. Garnier // Numerical methods in geotechnical engineering. London: Taylor & Francis Group, 2006. P. 405–410.

102. Rechea C. Inverse analysis techniques for parameter identification in simulation of excavation support systems / C. Rechea, S. Levasseur, R. Finno //

Computers and Geotechnics. 2008. Vol. 35, No. 3. P. 331–345. DOI: 10.1016/j.compgeo.2007.08.008

103. Rowe P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact / P.W. Rowe // Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences. 1962. Vol. 269, № 1339. P. 500–527. DOI: 10.1098/rspa.1962.0193

104. Soil parameter identification using a genetic algorithm / S. Levasseur, Y. Malécot, M. Boulon, E. Flavigny // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 2008. Vol. 32, № 2. P. 189–213. DOI: 10.1002/nag.614

105. SDMT testing and its use in the numerical modelling of a deep excavation / A. Di Mariano, M. Arroyo, A. Gens, S. Amoroso // Proceedings of the 6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC6), Budapest, 2021. P. 1–8.

106. Schanz T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien / T. Schanz // Mitt. Inst. für Geotechnik. Stuttgart, 1998. H. 45. 152 S.

107. Schanz T. The Hardening Soil Model: Formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Rotterdam, 1999. P. 281–290.

108. Schofield A.N. Critical State Soil Mechanics / A.N. Schofield, C.P. Wroth. London: McGraw-Hill, 1968. 310 p.

109. Skrzypczak I. Monitoring of landslide areas with the use of contemporary methods of measuring and mapping / I. Skrzypczak, J. Kogut, W. Kokoszka, D. Zientek // Civil and Environmental Engineering Reports. Zielona Góra, 2017. Vol. 24, № 1. P. 69–082. DOI: 10.1515/ceer-2017-0005

110. Terzaghi K. Soil mechanics in engineering practice / K. Terzaghi, R.B. Peck, G. Mesri. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1996. 549 p.

111. Tests of Soils on Triaxial Device / Zhussupbekov A., Tulebekova A., Zhumadilov I., Zhankina A. // Key Engineering Materials. Pfäffikon: 2020. Vol. 857. P. 228–233. DOI: 10.4028/www.scientific.net/KEM.857.228.

112. Toshihisa Adachi, Makoto Kimura, Satoshi Tada. Analysis on the preventive

Mechanism of Landslide Stabilizing Piles-Numerical Methods in Geotechanics NUMOG III: Proc. 3rd Int. Symp. Niagara Falls, 8-11 May, 1989. London; New York, 1989. P. 691–698.

113. Vermeer P.A. A modified initial strain method for plasticity problems / P.A. Vermeer // Proc. 3rd Int. Conf. Num. Meth. Geomech., Rotterdam, 1979. P. 377–387.

114. Vermeer P.A. Manual of Plaxis / P.A. Vermeer, R.B.J. Brinkgreve. Rotterdam, 2001.

115. Yoshimura T. Importance to Evaluate of Fault Fracture Zones for Construction of Infrastructures in Mountain Area by γ-Ray Survey / T. Yoshimmura, N. Fukuoka, M. Hyodo, A.R. Baimakhan // International Joint Symposium on Problematic Soils and Geoenvironment in Asia, Okinawa, 2013. P. 167–173.

116. Zotsenko M.L. Base deformation's features during deep foundation pit excavation / M.L. Zotsenko, Yu. L. Vinnikov // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. Полтава: ПолтНТУ, 2020. Випуск 2(55). С. 76–81. DOI: 10.26906/znp.2020.55.2346

117. Zvanut P. Back analyses of anchored bored pile walls / P. Zvanut, J. Logar, B. Majes // Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Rotterdam, 2005. Vol. 1–4. P. 1001–1004. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1001