

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

А. В. Ніцевич, А. С. Моргун

**МОДЕЛЮВАННЯ ЕФЕКТУ ВЗАЄМОДІЇ ПАЛЬ
ПАЛЬОВОГО ПОЛЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ
ЗА МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Монографія

Вінниця
ВНТУ
2015

УДК 624.15+519.642

ББК 38.58+22.193

Н70

Рекомендовано до друку Вченою радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 10 від 29.05.2014 р.)

Рецензенти:

Ю. Л. Винников, доктор технічних наук, професор

М. Ф. Друкований, доктор технічних наук, професор

Ніцевич, А. В.

Н70 Моделювання ефекту взаємодії паль пальового поля висотних будівель за методом граничних елементів: монографія / А. В. Ніцевич, А. С. Моргун. – Вінниця : ВНТУ, 2015. – 104 с.

ISBN 978-966-641-626-4 (PDF)

Зростаючі можливості сучасних ЕОМ потребують постійної ревізії існуючих числових методів для досліджень нових класів задач, для яких з'явилась надія на розв'язання. Однією із таких задач є задача геомеханіки про врахування сумісної роботи паль в складі пальового фундаменту. В роботі запропоновано математичну модель прогнозування напружено-деформованого стану пальового поля споруди з урахуванням перерозподілу зусиль між сусідніми палями із залученням числового методу граничних елементів. Робота є корисною для інженерів, студентів, що працюють в області механіки ґрунтів та її прикладань, а також аспірантам та студентам будівельних спеціальностей.

УДК 624.15+519.642

ББК 38.58+22.193

ISBN 978-966-641-626-4 (PDF)

© А. Ніцевич, А. Моргун, 2015

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ ТА СКОРОЧЕНЬ	4
ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ НДС ОСНОВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД СУЧАСНИМИ ЧИСЛОВИМИ МЕТОДАМИ.....	6
1.1 Питання сумісної роботи ґрунтових основ і фундаментів споруд	6
1.2 Шляхи розвитку методів розрахунку пальових фундаментів та їх розрахункове обґрунтування	12
1.3 Визначальні фактори впливу на опір пального поля зовнішніх силових навантажень	19
РОЗДІЛ 2 ПОШУК РЕЗЕРВІВ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬОВОГО ПОЛЯ БУДІВЕЛЬ.....	25
2.1 Методологічні основи дослідження роботи групи паль за числовим МГЕ.....	25
2.2 Матричне формулювання основного співвідношення МГЕ та його числова реалізація	33
РОЗДІЛ 3 ЧИСЛОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ ВЗАЄМОДІЇ ГРУПИ ПАЛЬ ТА ФУНДАМЕНТНОЇ ПЛИТИ З ОСНОВОЮ ПРИ ДІЇ СТАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ	46
3.1 Числові дослідження з врахуванням дії горизонтальних напружень при визначенні опору паль на вертикальне статичне навантаження	46
3.2 Дослідження перерозподілу навантаження в пальному полі будівлі та оптимальної відстані між палями.....	52
3.3 Числові дослідження опору фрагмента пального поля будівлі із збільшеним кроком паль.....	59
3.4 Розрахунок плитно-пальових фундаментів висотних будівель за МГЕ	64
РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВОГО ПОЛЯ СУЧАСНИХ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ЗА МГЕ.....	72
4.1 Опір пального поля 10-поверхової житлової будівлі в м. Вінниці.....	72
4.2 Розрахунок пального поля будівлі інженерно-побутового корпусу Дністровської ГАЕС.....	76
РОЗДІЛ 5 ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ЧИСЛОВИХ ДОСЛІДЖЕНЬ З ЕКСПЕРИМЕНТОМ	82
5.1 Використання методів сучасного моніторингу деформацій фундаментних конструкцій по визначенню осідання пального поля житлового будинку по вул. Лялі Ратушної в м. Вінниці	82
5.2 Прогнозування за МГЕ впливу довжини та діаметра паль на їх несучу здатність та порівняння результатів розрахунку з експериментом	87
ВИСНОВКИ.....	93
ЛІТЕРАТУРА.....	95

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ ТА СКОРОЧЕНЬ

НДС – напружено-деформований стан

МГЕ – метод граничних елементів

МСЕ – метод скінченних елементів

СПФ – стрічковий пальовий фундамент

ξ – точка інтегрування

x – точка нагляду

Γ – границя досліджуваного елемента

p_{ij}^*, u_{ij}^* – напруження та переміщення фундаментальних рішень

Міндліна

СЕ – скінченні елементи

ВСТУП

Сучасне висотне будівництво підняло питання необхідності врахування в проектних розрахунках всієї складності ґрунтових умов, їх перерозподільних властивостей, необхідності розглядати основу і фундамент як єдину систему, хоча складові цієї системи мають різну природу. Процеси, що проходять в ґрунтах при їх навантаженні, є дуже складні як об'єкти досліджень і контролю, та до цих пір вивчено не всі аспекти процесу деформування ґрунтових основ. Важливість розв'язання задачі основ та фундаментів безсумнівна, адже 90 % аварій споруд відбуваються саме через їх стан.

Сучасному етапу розвитку будівельних конструкцій та механіки ґрунтів властивий напрям розвитку з використанням числових методів та ЕОМ. Орієнтація на використання ЕОМ обумовлюється не лише складністю поставлених задач, а і тенденцією накопичення розв'язків і методів – створенням бібліотек проблемно-орієнтованих програм. Ступінь розвитку ЕОМ дає можливість дослідження НДС ґрунтових основ засобами числового моделювання. Можливості сучасних ЕОМ, що весь час зростають, спонукають до постійної ревізії існуючих числових методів при дослідженнях нових класів задач, для яких з'явилась надія на їх розв'язання. Однією із таких задач є нелінійна задача геомеханіки. Створені для неї на сьогодні математичні моделі адекватного описання процесів поведінки ґрунту та оцінки ефективності стратегії, управління цими процесами – це системи диференціальних рівнянь в частинних похідних, які є досить складними для отримання аналітичних розв'язків. Як відомо, абсолютна точність є зайвою для багатьох систем реального світу. Не є винятком і вищезгадана крайова задача геомеханіки, розв'язок якої можна отримати одним із потужних сучасних числових методів – МСЕ, МГЕ на швидкодійних ЕОМ.

Однією із актуальних задач, яка має як практичне, так і наукове значення, є врахування сумісної роботи групи паль в складі пального фундаменту, тобто розвиток нових математичних моделей прогнозування НДС пального поля будівлі з урахуванням перерозподілу зусиль між сусідніми палями, вибору оптимальної відстані між ними, їх довжини для конкретних ґрунтів. Саме врахування ефекту взаємодії паль пального поля в сучасному фундаментобудуванні взмозі забезпечити економічне та надійне проектне рішення.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ НДС ОСНОВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД СУЧАСНИМИ ЧИСЛОВИМИ МЕТОДАМИ

1.1 Питання сумісної роботи ґрунтових основ і фундаментів споруд

Будівництво все більш високих і важких споруд в ХІХ та ХХ століттях викликало в багатьох випадках ускладнення при влаштуванні фундаментів і пробудило інтерес до проблем їх проектування, підняло питання необхідності врахування в проектних розрахунках всієї складності ґрунтових умов.

Фундаментна конструкція несе споруду з її навантаженнями. Техніка влаштування основ має справу з двома взаємопов'язаними проблемами: з оцінкою здатності ґрунту нести навантаження і з проектуванням фундаментної конструкції для передачі навантаження від споруди на основу. Конструкція фундаменту визначається властивостями основи, на яку вона опирається. Фундамент не може мати більшу несучу здатність, ніж той ґрунт, на який він передає навантаження. Тому необхідно розглядати основу і фундамент як єдину систему, а не як незалежні один від одного елементи. Робота основи та фундаменту має виключно важливе значення, оскільки їх деформації можуть призвести до руйнування всієї споруди, тоді як деформації надфундаментної конструкції можуть проходити без порушень фундаментної конструкції.

Надійність будівель і споруд не можна розглядати окремо від їх ґрунтових основ, та цей розгляд ускладнений тим, що складові елементи цієї системи «будівля–фундамент–основа» мають різну природу. Ґрунтова основа – природна субстанція, яку інженер-будівельник може змінити не завжди і в дуже обмежених границях. Ґрунти – невід'ємна складова системи «будівля–фундамент–основа», найбільш уразливий її елемент (90 % аварій споруд відбуваються саме через його стану).

Проектування і будівництво висотних будівель є актуальною задачею сьогодення і особливе місце при цьому займають проблеми основ та фундаментів. Це пояснюється тим, що тиски по «плямі» забудови сягають 0,8 МПа і більше. Навантаження потрібно передавати на ґрунт, який повинен їх витримати. В той же час вимоги до величин

граничних деформацій, до їх нерівномірностей і кренів залишаються жорсткими. В якості основних типів фундаментів висотних будівель пропонуються пальові, плитні (коробчасті), плитно-пальові. Важливим є розрахункове обґрунтування таких видів фундаментів з метою прийняття оптимального рішення. Це потребує залучення передових комп'ютерних технологій розрахунку.

Світовий та вітчизняний досвід проектування висотних споруд свідчить, що звичайних (традиційних) інженерних методів розрахунків основ і фундаментів явно не достатньо. Необхідні числові розрахунки просторових задач в нелінійній постановці. Такі методи розрахунків потребують суттєвого підняття точності визначення фізико-механічних характеристик ґрунту.

Раціональне використання міських територій та їх висока кошторисна вартість приводять до розвитку будівництва висотних споруд з одночасним використанням підземного простору. Фундаментобудування таких споруд потребує розвитку їх розрахункового обґрунтування, використання прогресивних технологій та ЕОМ.

Перевагою пальових фундаментів є те, що при спорудженні їх в стисливих ґрунтах вони забезпечують зменшення загальних нерівномірних осідань будівлі, зменшують масу фундаментної конструкції, її трудомісткість влаштування та матеріалоємність.

В наш час досить перспективними та успішними при будівництві висотних будівель є плитно-пальові фундаменти (ППФ) – група висячих паль, перекритих плитним ростверком. ППФ в порівнянні з чисто плитними фундаментами мають не лише незначне осідання, а й меншу вірогідність появи крену споруди. ППФ широко впроваджуються в будівництво баштових будівель, великих резервуарів і інших відповідальних споруд. Як в теорії ППФ, так і в практиці їх проектування є багато невизначеностей, що знижують достовірність їх точного прогнозування. СП 50-102-2003 рекомендують приймати довжини паль не менші половини довжини плитного ростверку і передавати на них 85 % навантаження, а 15 % – на сам ростверк [83].

Важливим питанням також є визначення та врахування сумісної роботи паль пальового поля, адже досвід фундаментобудування показує, що навантаження між палями в пальовому полі розподіляється нерівномірно.

Так, в дослідженнях А. О. Бартоломея [6] наводяться результати випробовування пальових фундаментів в слабких глинистих ґрунтах. За результатами досліджень найбільше навантаження сприймають кутові палі та палі, розташовані в крайніх рядах, а найменше – палі в середині групи.

В роботі Б. С. Юшкова [104] наведено результати досліджень групи паль в глинистих ґрунтах (палі розміром 30×30 см та довжиною від 5 до 12 м). Несуча здатність групи з 9 паль через 45 діб після забивки склала 1890 кН. Навантаження розподілилось між палями нерівномірно: кутові палі – 260 кН, середні палі крайніх рядів – 180 кН, центральні палі – 120 кН. Співвідношення кутової та центральної до середньої крайньої палі склало 1,4:1:0,7.

Теоретичні та експериментальні дослідження А. Ю. Василенка [21] показали, що при однаковій величині осадки паль в групі навантаження між ними буде розподілятися нерівномірно: найменше навантаження припадає на центральні палі, найбільше – на кутові.

В роботі В. Г. Кузьменка [45] проведено низку експериментальних досліджень на куцах паль з відстанню між палями $2d$, $3,5d$ та $5d$ з метою оцінки переміщення ґрунту міжпального простору за допомогою фіксаторів деформації ґрунту. Автор приходять до висновку, що при відстані між палями $5d$ і більше робота паль в куці дуже близька до роботи одиничних паль, але при зменшенні відстані між палями необхідно враховувати сумісну роботу як паль, так і ґрунту міжпального простору. Ступінь залучення ґрунту в сумісну роботу залежить від відстані між палями.

Дослідження сумісної роботи групи взаємозалежних паль, описані в монографії О. В. Титка [95], підтверджують, що навантаження в групі паль розподіляються між ними нерівномірно, внаслідок чого застосування паль різної довжини дає можливість скоротити витрати матеріалів.

Так, моделювання сумісної роботи наземних конструкцій, фундаментів і ґрунтів основи для будівлі Комерцбанка II в м. Франкфурті-на-Майні (302 м висотою) в просторовій постановці дозволило проаналізувати розподіл зусиль в палях та провести оптимізацію пального поля [97]. Фундамент Комерцбанку II – палове поле із 111 буронабивних телескопічних паль довжиною 37,6...45,6 м, які сприймали загальне навантаження 1770 МН. Спостереження за переміщеннями бу-

дівлі велись постійно за датчиками, встановленими в несучих конструкціях і в ґрунті. На 30-ти палях були вмонтовані двометрові інтегрально-вимірювальні елементи. Датчики були вмонтовані на п'ятах паль та під плитою підвалу, а також були встановлені інклінометри на глибині 47...70 м. Всі дані концентрувались у вимірювальній станції. Експериментальні дослідження підтвердили, що зусилля в палях в межах пального поля розподіляються нерівномірно, найбільш навантажені крайні палі [97].

Проектування фундаментів на слабких ґрунтах передбачає розрахунок міцності, стійкості, деформації ґрунтів і конструкцій як багатопараметричної задачі, для розв'язання якої необхідне залучення числових МСЕ та МГЕ із використанням сучасних програмних комплексів.

Як відмітив проф. В. М. Уліцький на чергових «Герсивановських читаннях» в 2003 р. в «НИИОСПе» (Росія) в доповіді «Досвід будівництва висотних будівель за кордоном» [98], світовий та вітчизняний досвід проектування та будівництва висотних будівель свідчить про те, що традиційних інженерних методів розрахунку основ та фундаментів явно недостатньо. Необхідно виконувати числові розрахунки просторової задачі в нелінійній постановці для всієї системи «основа–фундамент–підземні та надземні конструкції будівель». В доповідях Б. В. Бахолдіна «Плитно-пальові фундаменти. Проектування та особливості технології їх зведення» та В. Г. Федоровського «Вимоги до інженерних вишукувань, розрахунки та проектування основ та фундаментів висотних будівель» [98] викладаються підходи цих авторів до одного з найбільш перспективних видів фундаментів – плитно-пальових. Так, автори, незалежно один від одного, вказують на необхідність суттєвого підвищення точності визначення характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів, при чому кожен з них дає свої рекомендації щодо досягнення цієї цілі. Згідно з висновками В. Б. Бахолдіна загальне осідання будівлі може визначатись як сума складових: осідання умовного фундаменту у відповідності до вимог СНиП 2.02.03-85; умовно пружне осідання палі; осідання міжпального ґрунту від тиску, що передається плитою безпосередньо на ґрунт. В. Г. Федоровський, провівши серію числових розрахунків МСЕ системи «плитно-пальовий фундамент–ґрунти міжпального простору–нижчележачі шари ґрунту» для широкого діапазону відстаней між палями пального поля, дає рекомендації по розрахунку осідань, що дозво-

ляють звести його до розрахунку в звичайній постановці з використанням існуючих програмних комплексів (Plaxis, Lira, Scad та інші) [98].

В обговоренні проблем цієї тематики важливо врахувати позиції А. О. Бартоломея, В. І. Соломіна, В. М. Уліцкого, В. І. Шейніна, С. Б. Ухова [98]. Ними була відмічена актуальність і своєчасність постановки розглянутої проблеми в будівництві фундаментних конструкцій висотних будівель та їх розрахунку. Крім того, вони зазначили, що заслухані доповіді на «Герсивановских чтениях» в 2003 р. в «НИИОСПе» більше розкривають постановку проблеми, ніж дають відповіді на численні складні питання в області фундаментопроєктування. Потрібна подальша кропітка робота, напрям якої досить чітко окреслив В. А. Ільчов. Він відмітив, що в якості основних типів фундаментів висотних будівель в наш час рекомендуються: пальові, комбіновані плитно-пальові і плитні, в тому числі підвищеної жорсткості (коробчасті) фундаменти. А також дуже важливим питанням є систематичний комплексний аналіз всіх даних вишукувань, проектування та влаштування фундаментів, їх розрахункового обґрунтування, використовуючи нові більш прогресивні методи розрахунку, даних моніторингу висотних будівель, що уже будуються. Узагальнення цих даних дозволить накопичити необхідний досвід для оптимального рішення геотехнічних проблем висотного будівництва [98].

Числові дослідження в цьому напрямку ведуться на кафедрі Основ та фундаментів КНУБА (І. П. Бойко [15, 16, 17, 68], В. О. Сахаров [68, 88], М. В. Корнієнко [43, 68], С. Й. Цимбал [102], А. В. Пятков [43], В. В. Жук [68]).

Так, наприклад, в роботах І. П. Бойка, В. Л. Підлуцького наводяться розрахунки різних варіантів пальового фундаменту з влаштуванням паль різної довжини. Відмічається, що характер зміни довжини паль викликано, насамперед, нерівномірним розподілом навантажень серед них у фундаменті. Інтенсивніше включаються в роботу і, відповідно, сприймають більше навантаження кутові та периферійні палі. Тому при зміні довжини паль в характерних зонах можна досягти зменшення витрат будівельних матеріалів, що знижує вартість будівництва [78, 79].

Таким чином, однією з вимог сьогодення є необхідність врахування сумісної роботи ґрунтових основ і пальових фундаментних конструкцій сучасних висотних будівель.

Визначення НДС фундаментів ДБН та Єврокод [72, 74, 106] хоча і рекомендують проводити сучасними числовими методами з урахуванням взаємодії системи «основа–фундаментна конструкція», але розрахунок, наведений в ДБН [72, 74], проводиться за спрощеними схемами і не в змозі відобразити дійсну картину перерозподілу зусиль в пальному полі.

01.07.2011 р. набрала чинності Зміна № 1 до ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» [75]. Основним доповненням цього нормативного документу до існуючих є висвітлення методики врахування взаємовпливу паль. Так, осідання одиночної палі S_1 під дією вертикального навантаження:

$$S_1 = \frac{S_e \cdot P}{P_u - P}, \quad (1.1)$$

де S_e – пружна складова осідання, що визначається за формулою (1.2) при навантаженні P_e ; P_e – навантаження, що обмежує лінійну ділянку деформування оголовка палі (межа пропорційності), за відсутності результатів натурних випробувань паль приймається $P_e = 0,5P_u$; P_u – величина граничного опору палі (навантаження, за якого вичерпується несуча здатність основи, відбувається «зривання» палі) [75].

Граничний опір палі визначається за результатами натурних випробувань ґрунтів палями. За відсутності результатів натурних випробувань допускається приймати $P_u = 1,25F_d$.

Пружна складова осідання палі є сумою пружного деформування ґрунту навколо палі та стовбура палі, визначається за формулою:

$$S_e = 2(1 + \nu) \frac{P \cdot c}{EL} + \frac{P \cdot l \cdot (1 + b)}{2E_0 F}, \quad (1.2)$$

де ν – усереднене значення коефіцієнта поперечної деформації ґрунту вздовж бічної поверхні палі і під вістрям; c – коефіцієнт осідання, що визначається з розв’язання системи

$$\begin{cases} u(z, r) = 0; \\ v(z, r) = 0; \\ w(z, r) = c; \\ \int_0^1 f(h) dh + b = P. \end{cases} \quad (1.3)$$

Перші два рівняння системи (1.3) є умовою рівності нулю горизонтальних переміщень на бічній поверхні палі від спільної дії розподіленого по бічній поверхні навантаження $f(h)$ та сили b (рівнодіючої) на нижньому кінці палі. Третє рівняння є умовою рівності переміщень точок бічної поверхні палі і нижнього кінця. Останнє рівняння системи (1.3) є умовою рівноваги [75].

Пружну складову переміщень точок основи рекомендують знаходити, використовуючи розв'язки Р. Міндліна та Д. Ченя [50] для компонентів напружень і деформацій, що виникають в пружному півпросторі під дією нормальної до межі зосередженої сили P .

Потрібно відмітити, що методика, викладена в Зміні № 1 до ДБН В.2.1-10-2009 [75], потребує подальшого вдосконалення та конкретизації з огляду на необхідність врахування сучасних уявлень про деформативність дискретного середовища ґрунту, питань опору ґрунту зсуву, структурно-фазової деформативності ґрунтів, їх стисливості та впливу ущільнення ґрунту на їх НДС.

1.2 Шляхи розвитку методів розрахунку пальових фундаментів та їх розрахункове обґрунтування

Складність властивостей ґрунтів та множина визначальних факторів, що впливають на їх механічну поведінку, завжди були бар'єром, перед яким були безсилі сучасні математичні методи суцільних середовищ. Інтенсивний розвиток та широке застосування ЕОМ суттєво наблизило фундаментальні математичні проблеми до прикладних (в цьому випадку до фундаментобудування), посилило їх взаємовплив.

Поява нового, потужного методу досліджень – числового експерименту – як ніколи раніше, тісно пов'язала фізичний зміст задачі, математичне формулювання, числовий спосіб розв'язання та ЕОМ. Сучасні числові методи розрахунку – міст між теорією споруд, механікою ґрунтів, механікою твердого деформованого тіла, механікою дисперсних середовищ з одного боку, та проблемами практики проектування з іншого. Проблеми прогнозу поведінки пальового фундаменту можна вирішити, використовуючи сучасні числові методи та сучасні ЕОМ.

Серед сучасних числових методів виділилась основна група розв'язання крайових задач будівельної механіки та механіки твердого деформованого тіла – метод скінчених елементів (МСЕ) та метод

граничних елементів (МГЕ). В цих числових методах реалізовано запропоновану Пуассоном ідею – розв'язок задачі про НДС складної конструкції подавати шляхом представлення її з елементарних фрагментів [27]. Ідеї розбиття конструкцій (декомпозиція, дискретизація) відомі в механіці та математиці з давніх часів. В багатьох роботах [3, 19, 22, 23, 27, 37, 71, 77] відмічається дієвість ідеї подання неперервних функцій за допомогою кускової апроксимації. Сформульована Пуассоном ідея подання конструкцій у вигляді дискретних елементів використовувалась в ранньому періоді дослідження конструкцій літальних апаратів. Зараз потрібно відмітити якісно новий етап в розвитку цих ідей в форматі числових МСЕ та МГЕ.

МСЕ притягнув до себе увагу дослідників головним чином тією властивістю, що суцільне середовище розбивається на низку елементів, які можна розглянути як окремі частинки. Кожний скінчений елемент зберігає всі фізичні та геометричні властивості вихідного середовища і є елементом кінцевих розмірів: стержень для одновимірних об'єктів, для дво- чи тривимірних об'єктів теорії пружності – це трикутні чи чотирикутні скінчені елементи, тетраедри. На границі області задаються граничні умови, реактивні сили чи переміщення. Саме подання в МСЕ скінчених елементів кінцевих розмірів дає можливість перейти від реальної схеми з нескінченим числом параметрів НДС до системи з кінцевим числом параметрів.

Шуканими функціями в МСЕ є переміщення, які визначаються із умови мінімізації функціонала Лагранжа. Вибір саме цього алгоритму та фізичної інтерпретації пояснюється наявністю єдиних методів побудови матриць жорсткості і векторів навантажень для різних типів скінчених елементів, можливістю врахування довільних граничних умов і складної геометрії конструкції, що розраховується. Реалізований варіант МСЕ використовує принцип можливих переміщень Лагранжа, який стверджує, що при переході пружної системи під дією зовнішнього навантаження з недеформованого стану в деформований рівноважний стан сумарна робота, що здійснюється в цьому процесі зовнішніми і внутрішніми силами, дорівнює нулю.

Повна потенційна енергія тривимірної системи

$$II = U - W = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \sigma \varepsilon d\Omega - \int_{\Omega} p u d\Omega, \quad (1.4)$$

де U – потенціал деформацій; W – потенціал зовнішніх сил.

Невідомі ступені свободи системи (фізичних зміст яких – лінійні та кутові переміщення) визначаються з умови мінімуму функціоналу повної потенціальної енергії системи:

$$\frac{\partial}{\partial q_i} \Pi(q) = \frac{\partial}{\partial q_i} U(q) - \frac{\partial \Pi}{\partial q_i} W(q) = 0; \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (1.5)$$

Після диференціювання по кожному ступеню вільності системи отримуємо систему визначальних алгебраїчних рівнянь, яка має такий математичний вигляд:

$$|K| \cdot \{q\} = \{P\}, \quad (1.6)$$

де $|K|$ – матриця жорсткості системи; $\{q\}$ – вектор ступенів вільності системи; $\{P\}$ – вектор правих частин системи.

Дискретизація досліджуваної системи скінченими елементами приводить до виразу

$$\Pi = \sum_{\kappa=1}^m \Pi_{\kappa} = \sum_{\kappa=1}^m U_{\kappa} - \sum_{\kappa=1}^m W_{\kappa}. \quad (1.7)$$

А визначальні алгебраїчні рівняння записуються так:

$$\frac{\partial}{\partial q_i} \sum_{r=1}^n \Pi_r(q_i) = \frac{\partial}{\partial q_i} \sum_{r=1}^n U_r(q_i) - \frac{\partial}{\partial q_i} \sum_{r=1}^n W_r(q_i) = 0; \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (1.8)$$

звідки
$$\frac{\partial}{\partial q_r} U(q_r) = |K_r| \cdot \{q\}_r; \quad \frac{\partial}{\partial q_r} W(q_r) = \{P\}_r, \quad (1.9)$$

з принципу можливих переміщень елемент матриці жорсткості r -го скінченного елемента:

$$k_{ij,r} = \int_{\Omega} \sigma_i \varepsilon_j d\Omega. \quad (1.10)$$

Переміщення по області r -го скінченного елемента

$$u_r = \sum_{r=1}^n q_i \cdot f_i. \quad (1.11)$$

Апроксимуючий поліном розподілу переміщень f_i відповідає q -му ступеню вільності. Компоненти НДС r -го скінченного елемента

$$\{\varepsilon\}_r = |D|_r \cdot |u|_r \cdot \{q\}_r; \quad \{\sigma\}_r = |E|_r \cdot |u|_r \cdot \{\varepsilon\}_r; \quad \{R\}_r = |k|_r \cdot |u|_r \cdot \{q\}_r, \quad (1.12)$$

де $|u|_r$ – матриця апроксимуючих функцій переміщень r -го скінченного елемента; $\{R\}_r$ – вектор зовнішніх навантажень.

Важливою перевагою викладеного методу [27–29] є те, що матрицю K і вектор P отримують підсумовуванням відповідних елементів матриць жорсткості і векторів навантажень, побудованих для окремих скінченних елементів. Вагомий вклад в розвиток МСЕ внесли: В. А. Баженов [40], І. П. Бойко [13, 14, 18], О. С. Городецький [27, 28, 29, 49], О. С. Сахаров, Е. З. Крискунов [44], А. В. Перельмутер [77] та багато інших.

Метод граничних елементів має суттєві переваги перед методами, в яких скінченними елементами покривається вся досліджувана область. Зокрема, можна використовувати менше число невідомих для розв'язання тих же самих задач. Це робить МГЕ особливо корисним у випадку тривимірних задач, де відношення зовнішньої поверхні до об'єму мале, наприклад, в навантажених внутрішнім тиском залізобетонних конструкціях ядерних реакторів, насипних дамбах і т. д. [20].

При підході, що використовує МГЕ, спочатку проводиться вибір невідомих по частині поверхні та інтерполюючих їх функцій. Ця процедура аналогічна використанню скінченних елементів в МСЕ, тільки на граничній поверхні тіла. Граничні елементи дозволяють краще описати геометрію розглянутого тіла і, крім того, легко комбінуються зі скінченними елементами [20]. Одним з основних недоліків МСЕ є неможливість моделювати нескінченні області. У МГЕ, навпаки, передбачається можливість використання фундаментальних рішень, які природним чином задовольняють умови на нескінченності. Однак фундаментальні рішення іноді важко знайти, але тоді можна використовувати деяке наближення. Однією з найбільш цікавих особливостей МГЕ є простота вхідних даних, необхідних для розв'язання задачі [20].

МГЕ краще підходить для задач, де розглядається концентрація напружень або потоку, для яких методом скінченних елементів зазвичай неможливо скористатися через застосування інтерполюючих функцій. Основними недоліками МГЕ є труднощі, які зустрічаються при виборі фундаментальних рішень. Відмінністю МГЕ є та обставина, що всі матриці в цьому методі є майже повністю заповненими [20, 56, 58].

МГЕ – альтернативний підхід розв'язання крайових задач, який використовує поверхневу дискретизацію досліджуваного об'єкта, тому для тривимірних задач фундаментобудування цей метод більш

ефективний. Розв'язання конкретної задачі за МГЕ можливий при умові наявності відповідного фундаментального розв'язку (точної чи наближеної функції Гріна). Задача зводиться до перетворення системи вихідних розрахункових диференціальних рівнянь до *інтегрального рівняння*, розв'язання якого набагато простіше [19, 20]:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ij,j} + b_j &= 0 \\ \varepsilon_{ij} &= \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \\ \sigma_{ij} &= C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \end{aligned} \right\} \Rightarrow C_{ij}(\xi)u_j(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)u_j(x)d\Gamma(x) =$$

$$= \int_{\Gamma} u_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x), \quad (1.13)$$

де $\sigma_{ij,j} + b_j = 0$ – статичні рівняння; $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$ – геометричні рівняння; $\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl}$ – фізичні рівняння.

Значення інтегралів по границі та осередках основи визначаються числовим інтегруванням, яке являє собою більш стійкий і точний процес, ніж числове диференціювання. Така операція дає можливість отримати систему алгебраїчних рівнянь, яка відноситься лише до границі області [19].

Вагомий вклад в розвиток МГЕ внесли: К. Бреббія [19, 20], Ю. В. Верюжский [22, 23], В. А. Баженов [40], А. С. Моргун [57, 56, 58] та інші.

В останній час в зв'язку з різким збільшенням навантаження на фундаменти і забудовою територій, складених в багатьох випадках просадковими чи нерівномірно стискуваними ґрунтами, які раніше рахувались не придатними для будівництва, знаходять все більше використання плитно-пальові фундаменти із забивних чи бурін'єкційних паль.

Класична область прикладання пальових фундаментів передбачає прорізання ними верхніх слабких шарів ґрунту і передачу навантаження від будівель на глибоко лежачі шари ґрунтів з відносно високими міцнісними будівельними властивостями. Раніше при розрахунках пальових фундаментів опір ростверків, ще перекривають палі, не враховувався. Та коли висотна будівля проектується із заглибленими поверхнями, а пальове поле перекрите ростверковими плитами, що лягають на ґрунти з відносно хорошими будівельними властивостями, то постає питання щодо

доцільності використання опору ростверка. Тому концепція плитно-пальових фундаментів передбачає передачу частини навантаження від будівлі по підшві плитного ростверка. Несуча здатність паль по боковій поверхні та під вістрям і ростверку реалізуються при різних осіданнях, а не одночасно. Це робить плитно-пальові фундаменти найбільш надійними конструкціями для висотних будівель [18].

Спостереження за висотними будівлями підтверджують, що плитно-пальові фундаменти дозволяють забезпечити для споруджених на них будівлях допустимі значення осідань. Особливістю закордонного досвіду проектування пальових фундаментів висотних будівель є улаштування в межах фундаменту однієї будівлі паль різної довжини для більш повного використання по матеріалу частини паль.

Не дивлячись на багаточисленний експериментальний досвід досліджень поведінки пальових полів, несуча здатність пальового поля визначається за даними розрахунку одиночних паль без врахування їх взаємодії.

Прогноз поведінки плитно-пальового фундаменту будівлі при навантаженнях вертикальними силами є складною задачею, оскільки підключається зміна властивостей ґрунтів, при навантаженнях проходить перерозподіл зусиль, який змінює НДС оточуючого ґрунту. При заглибленні паль експерименти підтверджують часткове порушення структури ґрунту. Ю. М. Работнов ще в 1968 р. звернув увагу, що в композитних матеріалах мають бути суттєві ефекти місцевої пластичності в силу локальної концентрації напружень. Природно, що такі локальні порушення законів пружності призводять до незворотності деформацій. Особливо яскраво це проявляється в пористому середовищі ґрунту, коли в процесі експлуатації в ґрунтах з'являються напруження і деформації, що перевищують граничні значення. Створення нових комп'ютерних технологій теоретичного числового аналізу поведінки системи «основа–пальове поле будівлі» дає можливість моделювати цей процес [77].

Ґрунтам властива зміна їх властивостей як в процесі будівництва, так і експлуатації. Труднощі виявлення загальних закономірностей поведінки ґрунтів пояснюються тим, що ґрунти складаються із багатьох мінералів, диспергованих у різній мірі, їм притаманні різні властивості при взаємодії один з другим, водою, повітрям. Якщо при цьому врахувати, що результати, які отримуються дослідним шляхом, залежать від щільності і

напруження ґрунту, методик проведення досліджень, конструктивних характеристик приладів, методів обробки дослідних даних та їх інтерпретації, то стає зрозумілим, чому ці результати суперечливі.

Пластичні деформації ґрунтів під краями фундаментної плити починають виникати лише при закінченні будівництва декількох поверхів. Тому на початку будівництва для ґрунтів справедлива модель лінійно-деформованого середовища, що базується на математичному апараті теорії пружності [90]. Класична лінійна теорія пружності – основа для більшості міцнісних розрахунків в техніці. В цьому її безумовна цінність.

Іншим напрямом моделі ґрунтової основи є гіпотеза Фусса–Вінклера, згідно з якою ґрунт підкоряється лінійній залежності між напруженнями та осіданнями. Ця гіпотеза не враховує розподільчих властивостей ґрунтів. Залежність розрахунку від «коефіцієнта постелі», який помилково приймається постійною і незмінною характеристикою ґрунту, а також відсутність врахування горизонтальних пружних сил ґрунту, які є силами пасивного опору породи і здійснюють значний вплив на напружений стан всієї системи, є головними недоліками цього напрямку та знижують його практичну та наукову цінність [4]. При розрахунку ґрунтових основ використовується також модель граничної рівноваги, яка є протилежною та взаємовиключною до моделі лінійно-деформованого середовища. Модель лінійно-деформованого середовища заснована на припущенні, що ні в одній точці ґрунтового середовища немає граничної рівноваги, а модель граничної рівноваги, навпаки, – цей стан властивий всім точкам ґрунту. В дійсності в ґрунті є зони як дограничного, так і граничного напруженого стану, тому доцільно розглядати при визначенні НДС ґрунтів змішану задачу теорії пружності і пластичності ґрунтів, як її називають в механіці ґрунтів. Розв'язки змішаної задачі мають задовольняти в пружній і пластичній областях одні і ті ж рівняння рівноваги, геометричні рівняння, але різні в цих областях фізичні рівняння, умову текучості ($F = 0$) в пластичних областях при відповідних граничних умовах. Таким чином, розрахунок пальових фундаментів за діючими ДБНіП проводиться за спрощеними розрахунковими схемами, що не завжди забезпечує економічні і надійні проектні рішення. Це викликає потребу подальшого удосконалення розрахункових схем з використанням сучасних числових методів та комп'ютерних технологій, які змінили б ситуацію на краще.

Подальший шлях розвитку методів розрахунку пов'язаний з урахуванням пружно-пластичних деформацій ґрунту, горизонтальних складових об'ємних сил ґрунту, розподілення деформацій лише в межах обтиснутої криволінійної пружно-пластичної активної зони, врахування неоднорідності та анізотропії ґрунту [4, 9, 26, 42, 59, 76, 103]. Моделі пружно-пластичного середовища ґрунту при роботі його в складному напруженому стані (стиснення із зсувом) є сьогодні основою нелінійних методів розв'язання геотехнічних задач. Ці методи включають в себе функцію, яка виражає поверхню текучості і кінематичні співвідношення при пластичній течії. Загальні деформації ґрунту включають лінійну (пружну) і пластичну частину. Для лінійної ділянки залежності $\varepsilon = f(p)$ приймається модель лінійно-деформованого тіла, що підкоряється узагальненому закону Гука і характеризується модулем деформації E та коефіцієнтом Пуассона ν .

Пластична складова деформацій виникає після досягнення напруженим станом межі міцності. Досягнення межі міцності (текучості) пов'язується з настанням граничної рівноваги у відповідності до тієї чи іншої умови текучості (Кулона, Мізеса–Шлейхера–Боткіна, Треска та інших). В нелінійних моделях на стадіях пластичного деформування враховується дилатансія.

1.3 Визначальні фактори впливу на опір пальового поля зовнішніх силових навантажень

Конструкції сучасних висотних будівель – це каркас з монолітного залізобетону і вони мають низку особливостей:

- безбалкові перекриття, нерегулярна розташованість балконів, лоджій, яка веде до відсутності ядра жорсткості будівлі;
- нерегулярно розташовані вертикальні несучі елементи, діафрагми, колони, пілони;
- зовнішні стіни проектуються як несучі, які поверхово опираються на міжповерхові перекриття кожного поверху;
- сучасні фундаментні конструкції – це фундаментна плита, оперта на палову підоснову (або ґрунтову основу, підсилену палями) [77].

Головна особливість монолітного каркасу (більш жорсткої конструктивної схеми будівлі) – забезпечення спільної роботи всіх конструктивних елементів колон, пілонів, діафрагм, плит перекриття, фун-

даментної плити. Вірне використання цих можливостей дозволяє значно поліпшити міцнісні властивості каркасу з одночасним зменшенням його матеріалоемності. Жорсткість фундаментної плити покращується через залучення в роботу міжповерхових перекриттів та вертикальних елементів.

Як відмічалось раніше, розміщення сучасних будівель та споруд часто здійснюється на несприятливих для будівництва територіях, у складних ґрунтових умовах. Крім того, збільшення етажності сучасних будівельних об'єктів приводить до збільшення інтенсивності силових та деформаційних навантажень на них. В рамках «плями» забудови напруження в основах сучасних будівель сягають більше 500 – 800 кПа. Діючі будівельні норми в таких випадках рекомендують використовувати пальові поля, армуючи ґрунт палями, адже основним призначенням паль є збільшення несучої здатності ґрунту (його армування) під спорудою. Палі збільшують несучу здатність основи за рахунок ущільнення ґрунту, тертя між поверхнею палі та ґрунту і комбінованої дії упору на більш міцні ґрунти. Площа контакту поверхні палі з ґрунтом має бути достатня для передачі навантаження на оточуючий ґрунт [2].

Таким чином, несприятливі умови основи (ґрунту) можуть бути покращені завдяки забиванню паль. Використання пального фундаментного поля найбільш економічне за всіма параметрами. Проте методи розрахунку паль і їх сумісної роботи недосконалі, «домашинні», не можуть задовольняти сучасні вимоги точності результатів. Визначальними факторами, що в найбільшій мірі впливають на опір паль пального поля, є:

- вид пального поля;
- число паль;
- їх довжина;
- відстань між палями;
- ґрунтові умови.

Одним із невирішених залишається питання врахування взаємовпливу активних зон паль в пальному полі будівлі та перерозподіл навантаження між палями. Тому створення нових комп'ютерних технологій теоретичного чисельного аналізу поведінки системи «основа–пальове поле будівлі» є актуальною задачею. Згідно з експериментальними дослідженнями при відстані між палями $3-4d$ (d – діаметр па-

лі) палі і затиснутий між палями ґрунт працюють як єдиний масив. При відстані між палями $3-4d$ несуча здатність паль однорядної стрічки складає всього 77–82 % несучої здатності одиночної палі, дворядної стрічки – 60–68 % [7].

При відстані між палями $6d$ несуча здатність паль однорядної стрічки завдяки можливості реалізації сил опору по боковій поверхні зростає до 90–94 % від одиночної палі, а дворядної стрічки – до 86–88 % [7].

Не дивлячись на уявну простоту, процеси, що проходять у ґрунтах при їх навантаженні, є дуже складними об'єктами досліджень і контролю, і до цих пір вивчено не всі аспекти процесу деформування ґрунтових основ. Процес ущільнення ґрунтів – один із найважливіших технологічних етапів будівельного виробництва через значну складність явищ, що його супроводжують, потребує пильної уваги і втручання механіки як суцільних, так і дисперсних середовищ.

При визначенні необхідної кількості паль пального поля будівлі та їх розташування в першу чергу виникають питання:

- загальної ваги споруди, що передається через фундамент на палі;
- допустимого навантаження на палю за умовами її стійкості та деформативності;
- міцності матеріалу палі;
- мінімальної відстані між осями паль з умови можливості заглиблення палі;
- найбільш раціональної відстані між осями паль з умови осідання пального фундаменту;
- економічних причин глибини заглиблення паль, їх поперечного перерізу.

Мінімально допустима відстань між осями паль залежить від ступеня щільності ґрунту і регламентується діючими будівельними нормами. Зазвичай ця мінімальна відстань складає $3-4d$, де d – діаметр палі [57].

Для з'ясування мінімальної відстані між осями паль в найбільш пухких піщаних ґрунтах можна дотримуватись таких міркувань. Забивання палі в ґрунт на велику глибину пояснюється можливістю місцевого ущільнення ґрунту. При забиванні палі об'єм пор ґрунту зменшується на величину, рівну об'єму заглибленої палі, коли не враховувати додаткового ущільнення від струсу, що супроводжується осіданням

поверхні ґрунту. Із практики відомо, що зовсім пухкий пісок при максимальному ущільненні зменшує свій об'єм приблизно на 20 %. Якщо вважати, що при забиванні палі проходить ідеальне рівномірне ущільнення ґрунту, то радіус зони ущільнення R навколо палі можна знайти (рис. 1.1) так:

$$\pi r^2 = n\% \cdot \pi R^2, \quad (1.14)$$

де r – радіус поперечного перерізу палі; $n\%$ – відсоток можливого об'єму ґрунту від ущільнення.

В зовсім пухкому піску $n\% = 20\%$:

$$R^2 = 5r^2, \text{ або } R_{min} = 2,2r. \quad (1.15)$$

Та абсолютно пухких пісків в природі не існує, крім того, додаткове ущільнення ґрунту проходить від струсу при заглибленні палі, тому за умовами граничного ущільнення пухкого піску найменша відстань між осями сусідніх палей має бути не менше $3r$ (рис. 1.1.):

$$l_{min} \approx 2 \cdot R_{min} \approx 2 \cdot (3r) = 3d. \quad (1.16)$$

При менших відстанях, ніж l_{min} , палі при забиванні будуть відхилятися від наміченої осі, а в проміжних внутрішніх рядах забивання палей на призначену глибину буде зовсім неможливим.

Шукана відстань при складанні проекту уточнюється за показником щільності ґрунту в природному стані. В більшості випадків найбільш раціональною відстанню стає $l_{min} = 3 \dots 4d$. Для глинистих ґрунтів величину $n\%$ необхідно визначати за компресійною кривою.

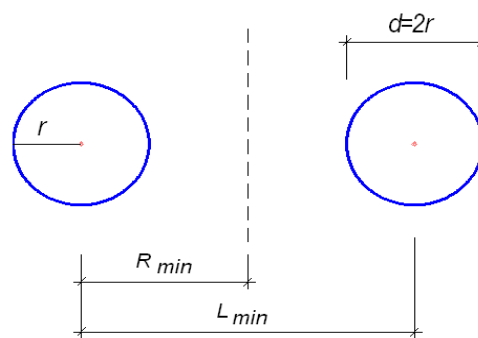


Рисунок 1.1 – Визначення мінімальної відстані між палями

Для ґрунтів, як будівельним матеріалам, не характерні незмінні властивості. При заглибленні забивних палей в ґрунтове середовище, що стискається, проходять послідовні етапи формування пружного

поля: ущільнення, зсув частинок ґрунту та ковзання. Тобто деформування – процес порушення форми і створення нових форм структури ґрунту, його адаптації. При числовому моделюванні різних геотехнічних ситуацій при будівництві і реконструкції виникає необхідність у великому об’ємі достовірних міцнісних і деформативних характеристик ґрунтів. Дані кількісних величин показників фізико-механічних властивостей основ дійсні в обмежених границях і їх потрібно використовувати обережно.

Дані про властивості ґрунтів в межах «плями» забудови є первинною інформацією для математичної моделі та необхідні для визначення глибини розповсюдження активної зони. Активна зона визначається розмірами ґрунту, де величина стискаючих напружень, що виникають в товщі від ваги споруди, ще може викликати стиснення ґрунту, яке можна виміряти, а звідси і осідання споруди. Для прогнозу осадки споруди найбільший інтерес із ґрунтових показників викликають його компресійні характеристики. В математичних моделях фундаментобудування фізико-механічні характеристики ґрунтів – це параметри стану середовища ґрунту [101].

Таким чином, розміри прийнятого в розрахунок ґрунтового масиву (активної зони) повинні бути такі, щоб характер граничних умов області, що обмежує цей масив, не мав істотного впливу на НДС моделі.

Відносно розташування паль в плані залежить від того, на який прошарок ґрунту опираються палі. Коли вони зупиняються в пухкому пласті, то для найбільш рівномірного ущільнення ґрунту бажане розташування паль – в шаховому порядку в вершинах рівносторонніх трикутників. Коли палі опираються на щільний міцний пласт, їх можна розташовувати правильними рядами в вершинах прямокутників. Згідно з інженерним досвідом розміщення паль, їх кількість визначається шляхом розподілу загальної ваги будинку на величину несучої здатності палі (допустимого навантаження на палю):

$$n = \frac{\sum P}{N}, \quad (1.17)$$

де n – кількість паль; P – загальна вага будівлі; N – допустиме навантаження на палю.

Визначена в такий спосіб кількість паль збільшується на 20–25 %, щоб компенсувати різні нерівномірності, впливи вітрового навантаження і т. д. Палі розставляються рівномірно, але за можливості крок їхнього розміщення має бути щільнішим безпосередньо під вертикальними елементами, особливо під ядром жорсткості. В цьому випадку створюються умови для резервів, пристосовуваності фундаментної конструкції, яка використовує їх раціонально [107]. Всі палі пальового поля мають бути навантажені рівномірно, тому при центрованому навантаженні палі розташовуються симетрично відносно центру підосви фундаменту. Позацентровий стиск створює крен споруди.

Таким чином:

- лише комплексна оцінка результатів аналізу всіх місцевих умов може вказати на степінь доцільності прийняття рішень;
- сьогодні постає задача удосконалення методики вибору відстані між палями пальового поля для конкретних ґрунтів і довжини паль з метою отримання ефективного проектного рішення;
- необхідний розвиток математичної моделі прогнозування НДС пальового поля будівлі з урахуванням взаємодії активних зон сусідніх паль.

РОЗДІЛ 2 ПОШУК РЕЗЕРВІВ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬОВОГО ПОЛЯ БУДІВЕЛЬ

2.1 Методологічні основи дослідження роботи групи паль за числовим МГЕ

Прискорення науково-технічного прогресу в фундаментобудуванні нерозривно пов'язане з розробкою нових розрахункових методів, які дозволяють більш достовірно описувати взаємодію фундаментних конструкцій і ґрунтових основ при передачі на них навантажень від споруд і технологічного обладнання.

Перехід до автоматизованих методів розрахунку різко змінив пріоритети в сторону необхідності врахування нелінійності деформування основ. Припущення, що палі на периферійних зонах пальово-плитних фундаментів сприймають підвищене навантаження, відоме. Згідно з МГСН 2.07-01 «Основания, фундаменты и подземные сооружения» навантаження на жорсткість палі на периферії може в 2 рази бути більше ніж навантаження на центральні палі [73]. В роботі за МГЕ змодельовано роботу пальового поля реальної будівлі.

В пальовому полі будівлі підвищеної етажності відстань між рядами паль близько 3 м, тому в цьому випадку спостерігається взаємовплив паль одна на іншу через накладання напружених зон сусідніх паль. Це веде до зміни фізико-механічних характеристик ґрунту, та появи пластичних зон, які, як відомо, сприяють перерозподілу зусиль, що підтверджується даними експериментів. Врахування на перерозподіл зусиль всіх факторів на сьогоднішній день провести неможливо, тому оцінку взаємовпливу паль проведено шляхом дослідження основної розрахункової матриці впливу МГЕ, яка є визначальним фактором при розрахунку несучої здатності пальового поля будівлі. Взаємодія паль з оточуючим ґрунтом має складний просторово-часовий характер і залежить від багаточисленних факторів.

З ростом довжини палі і відстані між ними характер взаємодії палі з оточуючим ґрунтом суттєво змінюється. Збільшується роль бокового тертя з оточуючим ґрунтом. Осадка пальового фундаменту в цьому випадку обумовлюється зсувними деформаціями ґрунту, що оточує палю, і осадкою шарів ґрунту під нижнім кінцем палі. З метою недопуску руйнування ґрунтової основи необхідно заглиблювати фунда-

менти в надійні ґрунти з достатнім за несучою здатністю запасом, вірно розраховувати відстань між сусідніми палями для включення їх взаємного впливу, враховувати додаткові навантаження (сейсміка, динаміка), оскільки призупинити руйнування, що почалось, практично неможливо.

Складна взаємодія групи палей не дає можливості повністю використовувати в палевому полі опір, що розвивається всіма палями. Загальний опір палевого поля менший арифметичної суми опорів кожної палі окремо. Взаємне перекриття зон напружень сусідніх палей здійснює значний вплив на розвиток бокового тертя і центральні палі не в змозі реалізувати боковий опір. Довільна зовнішня паля несе значно більше навантаження, ніж внутрішня. З метою визначення фактичного опору палі проєктувальними організаціями проводяться експериментальні дослідження безпосередньо на будівельних майданчиках. Будівельний досвід показує, що економічніше майже завжди використовувати фундамент з меншим числом довгих палей, ніж фундамент з більшим числом коротких палей. Експериментальні пробні навантаження являють собою зразок кількісних показників несучої здатності палі, що досліджується в польових умовах, їх цінність загальновідома та може бути зведена нанівець при роботі куштів палей, оскільки робота куштів палей має свої особливості, однією з яких є включення взаємовпливу активних зон сусідніх палей. Крім того, визначення опору палі за графіками «осідання–навантаження», отриманими в результаті дослідження за звичайною методикою, є неповними, оскільки:

- а) їх стабілізація приймається умовною;
- б) при дослідженнях одиночних палей осідання менше, ніж у палево-фундаментів палевого поля.

При роботі палей в складі фундаментів значно змінюються характер і закономірності передачі навантаження ґрунту. На величину активної зони і осідання впливають відстань між палями, їх число, опирання ростверка на ґрунт чи відсутність цього контакту, та інші фактори. Осідання одиночної палі різко зростають при гранично допустимих навантаженнях. Для палево-фундаментів характерне *плавне* зростання осадок по мірі збільшення навантаження.

Моделювання взаємодії активних зон палевого поля в просторовій постановці дозволили проаналізувати розподіл зусиль в палях і виконати оптимізацію палевого поля. Зусилля в різних точках основ

«плями» забудови розподіляються нерівномірно. Найбільш навантажені крайні палі.

Після аналізу розподілу навантаження між палями з метою зниження зусиль в палях периферійних зон потрібні конструктивні заходи. Оптимізацію пальового поля можна провести:

1. Прийняти більше палів в середині. Це підсилить опорну зону в місці великих навантажень, в центрі плити, де знаходиться ядро жорсткості.

2. Конструкції висотних будівель, як правило, мають високу жорсткість. Тому ґрунт в основі таких будівель працює, як в основі жорсткого штампа. Під краями жорсткого штампа утворюється зона пластичних деформацій. При середньому тиску навантажень по подошві ці зони не здійснюють суттєвого впливу на осадку фундаменту. В стадії зсувів «піддатливі» зони розвиваються більш інтенсивно. Тому як варіант оптимізації – поставити більше палів по краях, це переріже потенційну поверхню ковзання.

3. Як варіант оптимізації – поставити довші палі в середині пальового поля. Ґрунт в просторі між палями залучається в роботу і переміщується разом з палями, тому палі в середині практично не працюють по боковій поверхні. Довші палі в середині пальового поля включають в роботу сили тертя по боковій поверхні нижньої ділянки палів.

4. Одним із шляхів підняття резервів несучої здатності пальового поля є врахування роботи ростверка плити, особливо коли під плитами розташовані ґрунти з відносно хорошими будівельними властивостями.

Безаварійність роботи сучасних висотних будівель в складних геотехнічних умовах можуть забезпечити лише сполучення високих технологій розрахунку з урахуванням нелінійності деформування основ. Урахування нелінійності потребує знання більшої кількості чинників – як результат – точніше розрахунок. Система фундаментної конструкції вміє «*приспосовуватись*», тобто самостійно за рахунок нелінійних деформацій послаблювати напруження в найбільш навантажених місцях і передавати на менш навантажені. Цей ефект можна виявити лише на основі врахування фізичної нелінійності основ. Слушність цих міркувань підтверджується будівельним досвідом.

Розроблена в цій роботі модель дозволяє проводити пошук резервів несучої здатності фундаментного поля, більш повно використовувати опір палів шляхом зміни довжин палів, їх розташування.

При гранично допустимому осіданні будівель 2 см пальове поле будівлі, осідання якого в 1,5–2 рази більше, ніж осідання одиночної палі, буде ще працювати в лінійній стадії. Тому *навантаження на пальове поле можна призначити за граничнодопустимими осіданнями на будівлю.*

У стрічкових палювих фундаментах (СПФ) сили тертя мобілізуються при величині осідання 25–40 мм. При збільшенні навантаження додаткове навантаження передається через вістря. Напруження і деформації з цього моменту зростають більш інтенсивно.

Ідеалізація ґрунту як *абсолютно пружного тіла* вірна до тих пір, поки розрахунки за цими припущеннями виправдовуються дослідом, мають *прийнятну точність*. Експериментальні і теоретичні дослідження, проведені А. А. Луга [47], В. М. Голубковим [25], В. Г. Березанцевим [11], А. О. Бартоломеем [6, 7], Б. І. Далматовим [35] показали, що під палювими фундаментами проходять в основному лише деформації ущільнення. При відстані між палями 3...4d палювий фундамент працює як єдиний масив і для розвитку пластичних зон потрібні значно більші навантаження, ніж для досягнення граничного осідання. Тому опір палювого поля потрібно призначати із розрахунку за деформаціями за допустимими осіданнями для будівлі.

Вихідне граничне інтегральне рівняння МГЕ (2.1) як для тривимірних, так і для двовимірних задач – це співвідношення між напруженнями і деформаціями лише на поверхні тіла (границі). Ця важлива обставина надає найбільшій привабливості цьому рівнянню, крім того, воно зручне для досліджень числовими методами.

Основне співвідношення прямого МГЕ, отримане К. Бреббія [19], пов'язує значення потенціалу u і його нормальних похідних $q = du / dx$ в кожному граничному вузлі, рівняння забезпечує функціональний зв'язок між потенціалом u та потоком q на границі Γ , що допускає сумісність їх значень на границі:

$$c(\xi)u(\xi) + \int_{\Gamma} u(x)q^*(\xi; x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} q(x)u^*(\xi; x)d\Gamma(x), \quad (2.1)$$

де функцію $u^*(\xi, x)$ називають фундаментальним розв'язком рівняння Лапласа $\nabla^2 u(x) = 0$; $x \in \Omega$, $q^*(\xi, x)$ – похідна фундаментального розв'язку; $u^*(\xi, x)$, $q^*(\xi, x)$ – переміщення і напруження, що відпові-

дають полю вагових функцій, які задовольняють рівняння рівноваги Лапласа в області Ω [1].

Коли потрібно знайти розв'язок задачі Неймана, то відома буде права частина рівняння (2.1) і шукаються невідомі значення функції потенціалу u на границі. Коли потрібно розв'язати задачу Діріхле, то заданими будуть значення потенціалу u на границі Γ , а шукаємо невідомі значення похідних від потенціалу u по нормалі до границі, тобто, шукаємо значення потоку $q = du / dx$. Можлива змішана гранична задача Коші, коли невідомі u і q на одній частині границі, а на іншій частині границі Γ вони відомі. Коефіцієнт $c(\xi)$ в (2.1) дорівнює 1 у внутрішніх точках; $1/2$ – в точках на гладкій границі і 0 в точках, що лежать за межами області Ω .

Поверхня називається гладкою в точці ξ , якщо до неї можна провести дотичну площину. В цьому випадку $c(\xi) = \delta_{ij}/2$. У випадку, коли це зробити неможливо, для практичного використання коефіцієнт $c(\xi)$ і відповідне головне значення можна знайти непрямым шляхом, використовуючи поняття про рух тіла, як цілого. Тоді для визначення $c(\xi)$ можна скористатись такою процедурою: постійний за величиною потенціал у випадку суцільного тіла не породжує потоків, що еквівалентно переміщенню твердого тіла як цілого в теорії пружності. Рівняння (2.1) є вихідним в МГЕ, де використовується фундаментальне рішення Кельвіна для простору.

Для задач півпростору може виявитись повна перевага умови перетворення в нуль напружень на границі. В цьому випадку область Кельвіна розбивається нескінченною горизонтальною площиною $\bar{\Gamma}$ (рис. 2.1) і розглядається напівнескінченне середовище з плоскою ділянкою $\bar{\Gamma}$. Плоска поверхня $\bar{\Gamma}$ в цьому випадку рахується вільною від напружень. У випадку дослідження прикладних задач геомеханіки фундаментальні рішення беруться саме для півпростору.

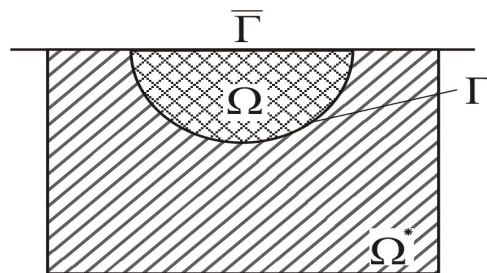


Рисунок 2.1 – Позначення Ω , Γ , $\bar{\Gamma}$ для задач півпростору

Відправною точкою будь-якого варіанту МГЕ є те, що для більшості класичних рівнянь механіки суцільних середовищ є отримані рішення, що відповідають одиничним збуренням, прикладеним у внутрішніх точках однорідної і необмеженої області. І ця більшість відноситься саме до механіки ґрунтів. Це так звані одиничні (фундаментальні) рішення, або функції Гріна для необмежених областей, чи просторові функції Гріна. МГЕ дозволяє об'єднати такі рішення завдяки використанню принципу суперпозицій (незалежності дії сил) у високоефективну схему великої гнучкості.

В МГЕ, як і в теорії пружності, прийнято, що поле вагових функцій w є розв'язком фундаментальної задачі – рівняння Нав'є. Як відомо, розв'язки рівняння Нав'є називають фундаментальними розв'язками. Це рішення, що відповідають дії зосередженої сили $P = 1$, прикладеної в заданій точці ξ простору чи півпростору. Фундаментальне рішення позначається зірочкою $w = u^*$, щоб підкреслити його специфічний характер, і задовольняє рівняння:

$$\frac{d^2 u^*}{dx^2} + u^* = \Delta_i = \delta(x, \xi); \quad (2.2)$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} \delta(x, \xi) dx = \int_0^L \delta(x, \xi) dx = 1(\xi), \quad (2.3)$$

де $\Delta_i = \delta(x, \xi)$ – дельта-функція Дірака (імпульсна функція, яка відповідає зосередженому джерелу одиничної інтенсивності (одиничному збуренню), розміщеному в точці (ξ)). Основна властивість дельта-функції – вона всюди дорівнює нулю, за випадком точка $x = \xi$, де вона стає необмежено великою. Визначений інтеграл дельта функції Дірака рівний одиниці (рис. 2.2), це вельми корисна з точки зору інженера властивість. Дельта-функція, з огляду на сказане, є оператором із властивістю «вибірності», «голкою», що виколує вибрані значення, наприклад $p(\xi)$, функції $p(x)$, що можна подати відношенням (2.4)

$$\int_0^L p(x) \delta(x, \xi) dx = p(\xi). \quad (2.4)$$

Таким чином, дельта функція Дірака різниться від нуля лише в точці із координатою X_i . Аналітичне подання раптово прикладеного і зразу ж знятого навантаження (миттєва дія) можна здійснювати за до-

помогою дельта-функції Дірака. Проінтегрувавши рівняння (2.2), отримаємо:

$$\int_0^1 \left(\frac{d^2 u^*}{dx^2} + u^* \right) u dx = \int_0^1 \Delta_i u dx = u_i, \quad (2.5)$$

де u_i – значення, що приймає невідома функція u в точці, в якій задано потенціал.

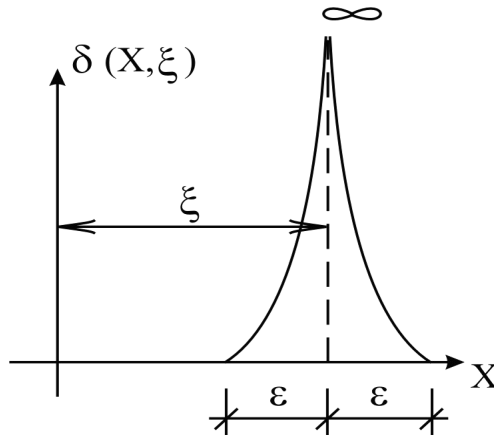


Рисунок 2.2 – Дельта-функція Дірака

Необхідно відмітити, що u^* є функцією двох точок: точки з джерелом ζ , в якій має особливість дельта-функція, що розглядається, і точки спостереження X (рис. 2.3), яка є незалежною змінною, що входить в досліджуване диференціальне рівняння. Таким чином, фундаментальні рішення залежать лише від відстані r між точкою розташування джерела ζ та точкою спостереження X (рис. 2.3).

В МГЕ за вагові функції вибирають систему базисних функцій, які обертають в нуль інтеграл по області, зводячи таким чином задачу до визначення лише граничних функцій. Ці базисні функції можуть бути сингулярними, задаватись за допомогою дельта-функції Дірака, або регулярними в тих випадках, яким відповідають розв'язку однорідних рівнянь.

При розгляді тривимірних задач нескінченного ізотропного середовища за фундаментальний розв'язок рівняння Лапласа беруть ньютонівський потенціал

$$u^*(x) = \frac{1}{r(\xi, x)} \quad (2.6)$$

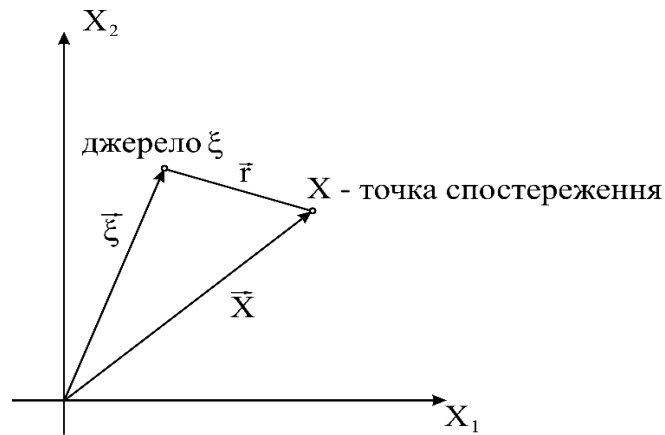


Рисунок 2.3 – Розташування джерела ξ і довільної точки простору X

Рівняння (2.6) буде фундаментальним рішенням, що задовольняє рівняння (2.5) у випадку розгляду полярної системи координат. Коли точка з джерелом розміщена на початку координат, то потенціал, що створюється цим точковим джерелом в ізотропному середовищі, буде функцією лише радіальної координати r .

Для випадку двовимірного ізотропного нескінченного середовища фундаментальним рішенням (що задовольняє (2.6)) буде логарифмічний потенціал

$$u^*(x) = \frac{1}{2p} \ln \frac{1}{r(x, \xi)}; \quad (2.7)$$

$$r(\xi, x) = \left\{ [x_1(\xi) - x_1(x)]^2 + [x_2(\xi) - x_2(x)]^2 \right\}^{\frac{1}{2}}, \quad (2.8)$$

де r – відстань від точки прикладання одиничної сили ξ до точки нагляду x .

Логарифмічний потенціал можна отримати, проінтегрувавши ньютонівський потенціал по лінії ξ . Його властивості аналогічні властивостям розв'язку для тривимірного середовища. Необхідно відмітити, що точка взбурення ξ в (2.6), (2.7) фігурує в якості точки i , для якої є фундаментальне рішення, тобто $u(\xi) = u$.

Фундаментальні рішення (2.6), (2.7) являють собою функції Гріна для нескінченних областей. Вони були отримані без відповідного врахування граничних умов. В реальній задачі потрібно вводити конкретні граничні умови.

В задачах геомеханіки потрібні фундаментальні рішення для півнескінченних областей, для яких умовою на границі півпростору буде

рівність нулю потенціалу (напружень). В теорії пружності отримано такі сингулярні рішення, вони використовуються при формуванні матриць впливу МГЕ.

Оскільки за визначенням фундаментальне рішення еквівалентне потенціалу поля, утвореного одиничним джерелом, фундаментальне рішення для напівнескінченної області з рівним нулю потенціалом на границі має вигляд [10, 19, 22]

$$u^*(\xi, x) = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r'}{r}. \quad (2.9)$$

Якщо гранична умова на границі $\bar{\Gamma}$ відповідає рівності нулю нормальної компоненти потоку, тобто $du/dn = q = 0$, то фундаментальним рішенням задачі буде функція [19, 22]

$$u^*(\xi, x) = \frac{1}{2\pi} \ln(r' \times r). \quad (2.10)$$

Вибором фундаментального рішення, що постійно задовольняє граничну умову на границі $\bar{\Gamma}$, можна запобігти дискретному поданню цієї границі, що значно знижує об'єм обчислювальних робіт, необхідних для розв'язання задачі. Фундаментальні рішення, відомі як сингулярні розв'язання рівняння Нав'є [107] отримані для півплощини Меланом при дії зосереджених навантажень, прикладених всередині ізотропної півплощини [107]. Розв'язок еквівалентної тривимірної задачі для півпростору було дано Міндліном [108]. Він отримав не лише напруження, але й відповідні їм переміщення від дії зосереджених сил в середині півпростору. Ці залежності включають в себе розв'язки Кельвіна для простору та додаткові складові, що включають координати уявної точки прикладання навантаження відносно поверхні $\bar{\Gamma}$. Це дозволяє задовольнити умову обернення в нуль напружень на поверхні півпростору. Тоді для півпростору при обчисленні першого граничного інтеграла (2.1) замість поверхні Γ потрібно взяти $\bar{\Gamma}$.

2.2 Матричне формулювання основного співвідношення МГЕ та його числова реалізація

Для інтегрального рівняння (2.1) можна придати дискретну форму, записавши його для ряду N елементів. Розглянемо двовимірну область, границю якої розіб'ємо на ряд граничних постійних по довжині елементів (рис. 2.4). Вважаємо, що функції u та q постійні по довжині

кожного граничного елемента і рівні їх значенням у вузлі елемента. Вузли розташовуються посередині граничного елемента.

У загальному випадку u і q можуть змінюватись за лінійним чи більш складним законом. Відмітимо, що для кожного граничного елемента відома одна з двох функцій (u чи q). Рівняння (2.6) можна записати так:

$$c_i u_i + \int_{\Gamma} u q^* d\Gamma = \int_{\Gamma} q u^* d\Gamma. \quad (2.11)$$

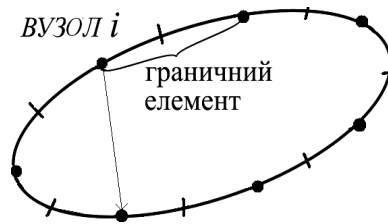


Рисунок 2.4 – Граничні елементи. Зв’язок між фундаментальним рішенням в граничному вузлі та граничними елементами

Дискретна форма (2.1) для точки i

$$\frac{1}{2} u_i + \sum_{j=1}^N \int_{\Gamma_j} u q^* d\Gamma = \sum_{j=1}^N \int_{\Gamma_j} q u^* d\Gamma. \quad (2.12)$$

Для постійного граничного елемента границя завжди гладка, тому $c_i = 1/2$. Не завжди виникає необхідність знати явні вирази функції c_i . Це значно спрощує формулювання задачі. Рівняння (2.12) в дискретній формі є зв’язком між вузлом i , в якому задається фундаментальне рішення, та всіма j -ми елементами на границі, включаючи елемент, коли $i = j$.

Функції u і q в (2.12) мають постійне значення по довжині кожного граничного елемента і їх можна винести з-під інтеграла:

$$\frac{1}{2} u_i + \sum_{j=1}^N \left(\int_{\Gamma_j} q^* d\Gamma \right) u_j = \sum_{j=1}^N \left(\int_{\Gamma_j} u^* d\Gamma \right) q_j. \quad (2.13)$$

$$\text{Інтеграл виду } \int_{\Gamma_j} q^* d\Gamma \text{ позначимо } \hat{H}_{ij}. \quad (2.14)$$

$$\text{Аналогічно } \int_{\Gamma_j} u^* d\Gamma \text{ позначимо } G_{ij}. \quad (2.15)$$

Тоді (2.13) прийме вигляд

$$\frac{1}{2}u_i + \sum_{j=1}^N \hat{H}_{ij}u_j = \sum_{j=1}^N G_{ij}q_j. \quad (2.16)$$

Інтеграл можна обчислити аналітично, оскільки фундаментальне рішення і геометрія елементів мають простий вигляд. У випадку елементів більш високого порядку доцільно скористатись числовим інтегруванням. Рівняння (2.16) можна записати для кожного i -го вузла, що розглядається. Після введення позначень

$$H_{ij} = \begin{cases} \hat{H}_{ij}, & i \neq j; \\ \hat{H}_{ij} + \frac{1}{2}, & i = j. \end{cases} \quad (2.17)$$

(2.16) можна подати:

$$\sum_{j=1}^N H_{ij}u_j = \sum_{j=1}^N G_{ij}q_j. \quad (2.18)$$

Повну систему рівнянь можна записати в матричній формі

$$HU = GQ. \quad (2.19)$$

Матрична форма (2.19) – система з N невідомих. Її можна перетворити шляхом переносу невідомих в ліву частину, що дасть

$$HY = F, \quad (2.20)$$

де Y – вектор, компонентами якого є невідомі функції u та q ; F – вектор, який отримано множенням матриці H на відомі значення потенціалу u та потоку q .

Корені системи (2.20) дають значення u та q на границі Γ . Після цього з'являється можливість обчислити значення потенціалів та потоку в довільній внутрішній точці за такими формулами:

$$u_i = \int_{\Gamma} qu^* d\Gamma - \int_{\Gamma} uq^* d\Gamma. \quad (2.21)$$

Формула (2.21) в інтегральній формі представляє зв'язок між потенціалом внутрішньої точки i та обрахованими значеннями u , q на границі. Дискретне подання цього зв'язку:

$$u_i = \sum_{j=1}^N G_{ij}q_j - \sum_{j=1}^N \hat{H}_{ij}u_j. \quad (2.22)$$

Значення внутрішніх потоків можна знайти диференціюванням (2.22) по координатах X_i ($i = 1, 2$ для двовимірних областей та $i = 1, 2, 3$ – у випадку тривимірної задачі):

$$\frac{\partial u}{\partial x_i} = \int_{\Gamma} q \frac{\partial u^*}{\partial x_i} d\Gamma - \int_{\Gamma} u \frac{\partial q^*}{\partial x_i} d\Gamma. \quad (2.23)$$

Реакція системи в деякій точці нагляду від дії декількох розподілених джерел (тобто значення потенціалу і потоку в цій точці по будь-якому напрямку) знаходиться інтегруванням одиничних розв'язків на границі. Інтегралі \hat{H}_{ij} , G_{ij} в (2.20–2.28) можна обчислити за допомогою процедури Гауса (з використанням чотирьох точок по інтервалу інтегрування в двовимірному випадку) для всіх граничних елементів за випадком елемента, якому відповідає вузол, що розглядається:

$$\hat{H}_{ij} = \int_{\Gamma_j} q^* d\Gamma = \frac{l_j}{2} \sum_{k=1}^k q_k^* w_k; \quad (2.24)$$

$$G_{ij} = \int_{\Gamma_j} u^* d\Gamma = \frac{l_j}{2} \sum_{k=1}^k u_k^* w_k, \quad (2.25)$$

де l_i – довжина елемента; w_k – вагове число, що відповідає точці i при числовому інтегруванні. В цій точці мають бути обчислені значення функцій u^* чи q^* .

Для інтегралів, що відповідають сингулярним елементам, коли точка прикладання навантаження ξ і точка нагляду B збігаються, потрібно використовувати формули більш високого порядку чи спеціальні логарифмічні залежності. Інтегралі з сингулярністю включають діагональні коефіцієнти матриць H і G . У випадку постійних граничних елементів для нескінченного середовища Кельвіна \hat{H}_{ij} , G_{ij} можна розраховувати аналітично. У цьому випадку діагональні елементи матриці \hat{H}_{ii} тотожно дорівнюють нулю, оскільки фундаментальне рішення не залежить від форми границі Γ , а нормаль і поверхня елемента ортогональні по довжині елемента:

$$\hat{H}_{ii} = \int_{\Gamma_i} q^* d\Gamma = \int \frac{\partial u^*}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial u} d\Gamma = 0. \quad (2.26)$$

Для G_{ii} маємо:

$$G_{ii} = \int_{\Gamma_i} u^* d\Gamma = \frac{1}{2\pi} \int_{\Gamma_i} \ln \frac{1}{r} d\Gamma. \quad (2.27)$$

Використовуючи однорідну координату ξ по довжині елемента (рис. 2.5) можна отримати:

$$G_{ii} = \frac{1}{\pi} |r_1| \left(\ln \frac{1}{|r_1|} + 1 \right), \quad (2.28)$$

при $|r_1| = |r_2|$. Формули (2.27), (2.28) дійсні для нескінченного середовища Кельвіна.

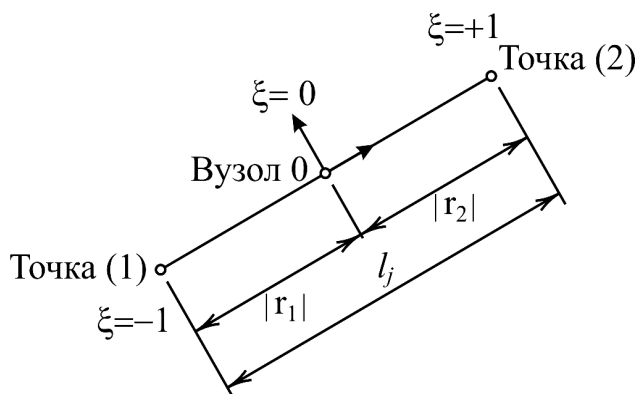


Рисунок 2.5 – Геометрія постійного елемента

В залежності від виду фундаментального рішення, що використовується (для нескінченного чи півнескінченного простору), вибирається вираз для $C_{ij}(\xi)$ і в першому інтегралі вводиться заміна Γ на $\bar{\Gamma}$.

Розв'язок рівняння (2.1) в явному вигляді можна знайти лише для тіл простої геометрії і простих граничних умов. В практичних задачах це неможливо, тому приходиться звертатися до числових підходів, в нашому випадку до МГЕ, і розв'язок потрібно апроксимувати.

Основні етапи цього підходу:

1. Границя Γ розбивається на ряд елементів, на яких потенціал u і потік q задаються в формі кускових інтерполюючих функцій між вузовими точками елементів. Для кожного граничного елемента рахується, що варіації апроксимуючих і вагових функцій відомі. При використанні фундаментального рішення Міндліна для півпростору граничні елементи вводяться лише для дискретного подання границі між

грунтом і фундаментною конструкцією, оскільки рішення Міндліна автоматично задовольняють граничні умови рівності нулю напружень на вільній поверхні півпростору. Це потребує дискретизації лише поверхні контакту ґрунту з фундаментною конструкцією.

2. Рівняння (2.1) записують в дискретній формі для кожної точки ξ границі Γ і обчислюються інтеграли (зазвичай за формулами числового інтегрування) по кожному граничному елементу. В результаті отримуємо систему лінійних алгебричних рівнянь відносно N невідомих (напружень чи переміщень в вузлах).

3. Накладаються граничні умови і відповідно задається N вузлових величин (напружень чи переміщень в кожному вузлі в кожному напрямку).

Для визначення рішень граничних величин розв'язується система N рівнянь відомими методами (найчастіше методом єдиного ділення Гауса). Значення переміщень і напружень в довільній внутрішній точці знаходяться за формулами числового інтегрування, використовуючи відповідні інтегральні рівняння (29, 30) в дискретному поданні.

При дискретному поданні рівняння (2.1) границя Γ задається за допомогою набору граничних елементів, які можуть бути постійними, лінійними, квадратичними чи більш високого порядку. Декартові координати точок, що лежать в середині елемента Γ_j , виражаються через інтерполяційні функції Ψ і координати X^m вузлів елемента за допомогою матричного співвідношення

$$X = \Psi^T \times X^m, \quad (2.29)$$

де через X позначено Декартові координати x_1, x_2, x_3 тривимірних задач.

Аналогічним чином апроксимуються на кожному ГЕ переміщення і напруження за допомогою інтерполюючих функцій:

$$u = \Phi^T \times u^u, \quad p = \Phi^T \times p^u, \quad (2.30)$$

де u і p – відповідно переміщення і напруження у вузлах.

При цьому бажано використовувати задані в вузлах значення, оскільки вони мають ясний фізичний зміст: потенціал u в задачах теорії пружності – переміщення точок границі; потік q – напруження вузлових точок границі.

Складність достовірного визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів та множина визначених факторів, що впливають на механічну поведінку ґрунтів, були бар'єром, перед яким безсилі сучасні математичні методи суцільних середовищ. З появою числового МГЕ та механіки дисперсних середовищ картина змінилась. В низці інженерних наук МГЕ швидко завоював позиції, одна із таких наук – фундаментобудування. Математичні основи МГЕ були сформульовані більше 100 років тому, це роботи Е. Бетті [105], Ж. В. Буссинеска, Е. І. Фредгольма, Черруті, Дж. Гріна, Н. І. Мусхелішвілі [67], В. Д. Купрадзе [46], С. Г. Міхліна [52]. Та складність цієї математичної теорії довго перешкоджала її застосуванню до розв'язання задач прикладної механіки. МГЕ потребував відповідного розвитку ЕОМ, створення методики реалізації розв'язків інтегральних рівнянь, багатолітніх наукових досліджень, в результаті яких було створено сучасну чітку, психологічно доступну теорію. При розрахунку забивних паль за МГЕ використано квазістатичний підхід. Динамічне навантаження проводиться до еквівалентного статичного з подальшим розрахунком, як для статичного навантаження. В роботі запропонована числова процедура розв'язання задачі про взаємодію фундаментів з ґрунтами, яка є частковою по відношенню до широкого класу крайових задач механіки твердого тіла. Було виявлено [19], що серед різного типу граничних елементів (постійні, лінійні, квадратичні), які можливі в застосуванні при дискретизації для числового розв'язання дискретного аналога інтегрального рівняння (2.11), постійні елементи можуть забезпечити прийнятну точність розв'язання, не вимагаючи значних зусиль з точки зору числової реалізації розрахунку [81, 82]. Геометрія цього простого елемента зображується прямою лінією (рис. 2.6), посередині ГЕ знаходиться вузол. Граничними елементами в роботі при розгляді задачі про опір палі вертикальним навантаженням прийняті постійні елементи. Це лінійні відрізки, що знаходяться на боковій поверхні та нижньому кінці палі (рис. 2.6.). При дискретизації поверхні палі такими постійними граничними елементами вважалось, що напруження і переміщення мають постійне значення по довжині кожного граничного елемента. Основні етапи числового підходу в МГЕ перетворюють граничне рівняння (2.11) до системи лінійних алгебричних рівнянь, розв'язок якої дає шукані зусилля на границі палі.

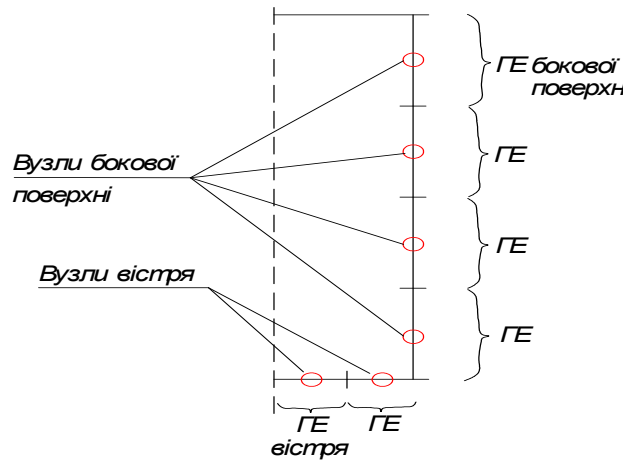


Рисунок 2.6 – Дискретизація бокової поверхні та вістря палі постійними граничними елементами

Рівняння (2.1), (2.11) є системою алгебраїчних рівнянь

$$Cu + \sum_1^n [C_k \times W_k] U^n = \sum G_k W_k P^n \quad (2.31)$$

Для деякого вузла

$$c_i u_i + \left\{ \hat{h}_{i1} \cdot \hat{h}_{i2} \cdots \hat{h}_{ij} \right\} \cdot \begin{vmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \cdot \\ u_n \end{vmatrix} = \left\{ q_{i1} \cdot q_{i2} \cdots q_{ij} \right\} \cdot \begin{vmatrix} p_1 \\ p_2 \\ \cdot \\ p_n \end{vmatrix}, \quad (2.32)$$

де U_j , p_j – невідомі величини в i -му вузлі, \hat{h}_{ij} , q_{ij} – коефіцієнти, що характеризують зв'язок i -го вузла із всіма іншими вузлами на поверхні палі.

Рівняння (2.11), (2.19) для кожного вузла i бокової поверхні та вістря палі дає систему алгебричних рівнянь

$$\begin{vmatrix} \hat{h}_{11} & \hat{h}_{12} & \cdots & \hat{h}_{1n} \\ \hat{h}_{21} & \hat{h}_{22} & \cdots & \hat{h}_{2n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ \hat{h}_{n1} & \hat{h}_{n2} & \cdots & \hat{h}_{nn} \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ \cdot \\ U_n \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} q_{11} & q_{12} & \cdots & q_{1n} \\ q_{21} & q_{22} & \cdots & q_{2n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ q_{n1} & q_{n2} & \cdots & q_{nn} \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ \cdot \\ p_n \end{Bmatrix}. \quad (2.33)$$

Параметри, що знаходяться по головній діагоналі

$$h_{ii} = \hat{h}_{ii} + c_i. \quad (2.34)$$

В матричному вигляді

$$HU = GP. \quad (2.35)$$

Коли на поверхні тіла задано переміщення U , то рівняння (2.19), (2.32) запишеться так:

$$F = GP, \quad (2.36)$$

де $F = HU$ – вектор вільних членів; U – задані переміщення на границі тіла; P – вектор-стовпець невідомих напружень на поверхні тіла.

З врахуванням нелінійної роботи ґрунту основне інтегральне рівняння МГЕ матиме такий вигляд:

$$cu + \int_{\Gamma} p^* u dx = \int_{\Gamma} u^* p d\Gamma + \int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \dot{\varepsilon}^p d\Omega, \quad (2.37)$$

де u^* , P^* – фундаментальні рішення Міндліна, що враховують граничні умови і є функціями двох точок (точки ζ з джерелом прикладання навантаження ($P = 1$) і точки спостереження X); $\dot{\sigma}^*$ – похідні фундаментальних рішень Міндліна для напружень; $\dot{\varepsilon}^p$ – швидкість пластичних деформацій ґрунту, що в цій роботі визначались згідно з неасоційованим законом пластичної течії та дилатансійними кінематичними співвідношеннями В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка. В якості критерію переходу ґрунту в пластичний стан використано модифікований критерій текучості Мізеса–Шлейхера–Боткіна (рис. 2.7):

$$\begin{cases} f = \sigma_i + \sigma_m \cdot \operatorname{tg}\Psi - \tau_s, \text{ при } \sigma \leq p_0; \\ f = \sigma_i + p_0 \cdot \operatorname{tg}\Psi - \tau_s, \text{ при } \sigma > p_0, \end{cases} \quad (2.38)$$

де σ_m – гідростатичний тиск; σ_i – інтенсивність девіатора напруг; Ψ – кут внутрішнього тертя; τ_s – параметр, аналогічний зчепленню на октаедричній площині; p_0 – параметр ґрунтового середовища.

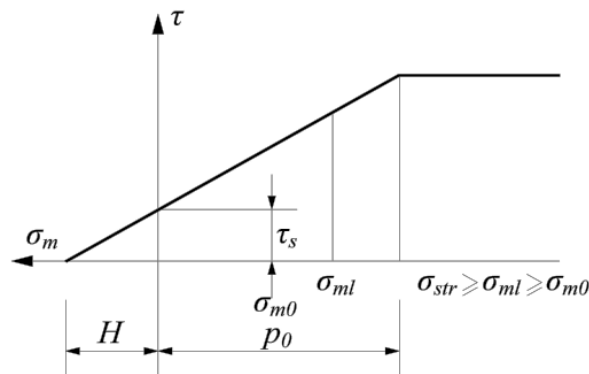


Рисунок 2.7 – Модифікований критерій Мізеса–Шлейхера–Боткіна, переріз в площині гідростатичного тиску

Фундаментальні рішення Міндліна залежать від відстані r між точкою розташування джерела ζ та точкою спостереження X (див. рис. 2.3), а також деформативних характеристик основи.

Ґрунтовий масив дискретизується на величину активної зони фундаментальної конструкції (пали) постійними ГЕ – це сімейство розривних ГЕ (рис. 2.8).

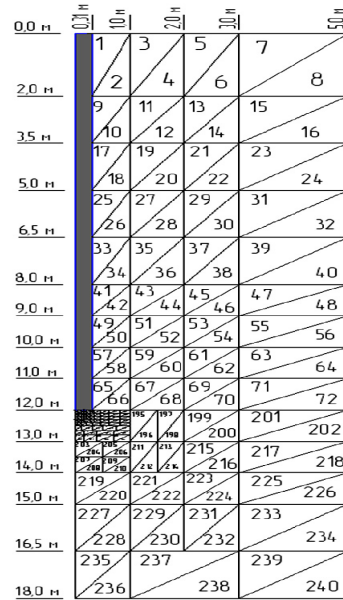


Рисунок 2.8 – Схема дискретизації ґрунтового середовища при розрахунку палі за МГЕ

Граничні умови вводяться у вигляді вимоги того, що функція, чи її нормальна похідна, приймають задані значення в точках, що належать границі. МГЕ потребує фундаментальних рішень, які б тотожно задовольняли ГУ на границі. Це дає можливість уникнути дискретного подання цієї границі, що значно зменшує об'єм обчислювальних робіт. А фундаментальними рішеннями при використанні МГЕ в розрахунках сумісної роботи палі та фундаментних конструкцій є рішення Міндліна для півпростору при дії одиничної сили $P = 1$, в яких вже враховано умови для півпростору (на границі $\sigma = 0$).

Інтеграл по області ґрунту із рівняння (2.37) матиме матричний вигляд:

$$\int_{\Omega} \dot{\sigma} * \varepsilon^p d\Omega = D \vec{\varepsilon}^p \quad (2.39)$$

де D – матриця, якій відповідають інтеграли, що включають пластичні деформації; $\vec{\varepsilon}^p$ – вектор пластичних деформацій.

Матричний вигляд усього рівняння (2.37):

$$|H|\vec{U} = |G|\vec{Y} + D\vec{\varepsilon}^P, \quad (2.40)$$

де $|H|$ – матриця рішень Міндліна (напруження від дії $P = 1$); \vec{U} – вектор переміщень; $|G|$ – матриця рішень Міндліна (переміщення від дії $P = 1$); \vec{Y} – вектор напружень.

Загальні деформації ґрунтового середовища

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^P, \quad (2.41)$$

де ε – загальні деформації; ε^e – пружні деформації (закон Гука); ε^P – пластичні деформації ґрунту (за неасоційованим законом пластичної течії).

Приріст вектора пластичних деформацій

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, F \neq f \quad (2.42)$$

де F – пластичний потенціал, функція історії деформування; f – критерій переходу до пластичного стану; λ – скалярний коефіцієнт простого навантаження задачі; $d\sigma_{ij}$, $d\varepsilon_{ij}$ – приріст тензора напружень та тензора пластичних деформацій.

Пластичні деформації ґрунту

$$\varepsilon^P = \sum d\varepsilon^P + d\varepsilon^P \delta, \quad (2.43)$$

де $\sum d\varepsilon^P$ – сума приростів пластичних деформацій на попередніх кроках навантажень (історія навантаження); $d\varepsilon^P$ – приріст пластичних деформацій на заданому кроці навантаження; δ – дельта Кронекера.

Приріст пластичних деформацій

$$d\varepsilon^P = d\varepsilon^P_{шар} + d\varepsilon^P_{дев}, \quad (2.44)$$

де $d\varepsilon^P_{шар}$ – приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень; $d\varepsilon^P_{дев}$ – приріст пластичних деформацій від девіатора напружень.

Приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень визначається:

$$d\varepsilon^P_{шар} = \Lambda(\chi)d\gamma^P, \quad (2.45)$$

де Λ – коефіцієнт дилатансії (за дилатансійною теорією професора В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка).

Приріст пластичних деформацій від девіатора напружень визначається:

$$d\varepsilon^p_{dev} = D_{ij}d\lambda, \quad (2.46)$$

де D_{ij} – девіатор напружень; $d\lambda$ – коефіцієнт пропорційності.

Коефіцієнт пропорційності

$$d\lambda = \frac{3d\varepsilon^p_{екв}}{2\sigma_{екв}}, \quad (2.47)$$

де $\varepsilon^p_{екв}$ – скалярний еквівалент тензора пластичних деформацій; $\sigma_{екв}$ – скалярний еквівалент тензора напружень.

При розв'язанні нелінійної задачі вхідними параметрами є характеристики ґрунту: $E, \nu, c, \varphi, \rho, \rho_{min}, \rho_{max}, P_0$.

На основі наведеної вище методики розроблена програма розрахунку нелінійної роботи паль за МГЕ. Блок-схема програми показана на рис. 2.9.

Дилатансійна теорія проф. В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка є удосконаленням сучасного рішення змішаної задачі механіки ґрунтів. Ця модель використовує теорію течії, враховує таку особливість деформування ґрунту, як зміну об'єму при зсуві (дилатансію – розрихлення щільних ґрунтів, контрактансію – ущільнення рихлих ґрунтів).

При записі умов граничної рівноваги, які враховують зсувні та об'ємні незворотні деформації, крім рівнянь рівноваги записується:

- критерій переходу до граничного стану (задається поверхня текучості);
- рівняння взаємозв'язку швидкостей пластичних деформацій з напруженнями та дилатансійної (кінематичної) умови для корегування орієнтації вектора швидкостей пластичних деформацій до поверхні навантаження.

При тисках, близьких до граничних, в ґрунтах має місце некоаксильність (неспіввісність) тензорів напружень і деформацій. Теорія пластичної течії не вимагає коаксильності і подібності цих тензорів і відображає в розрахунках можливе їх відхилення.

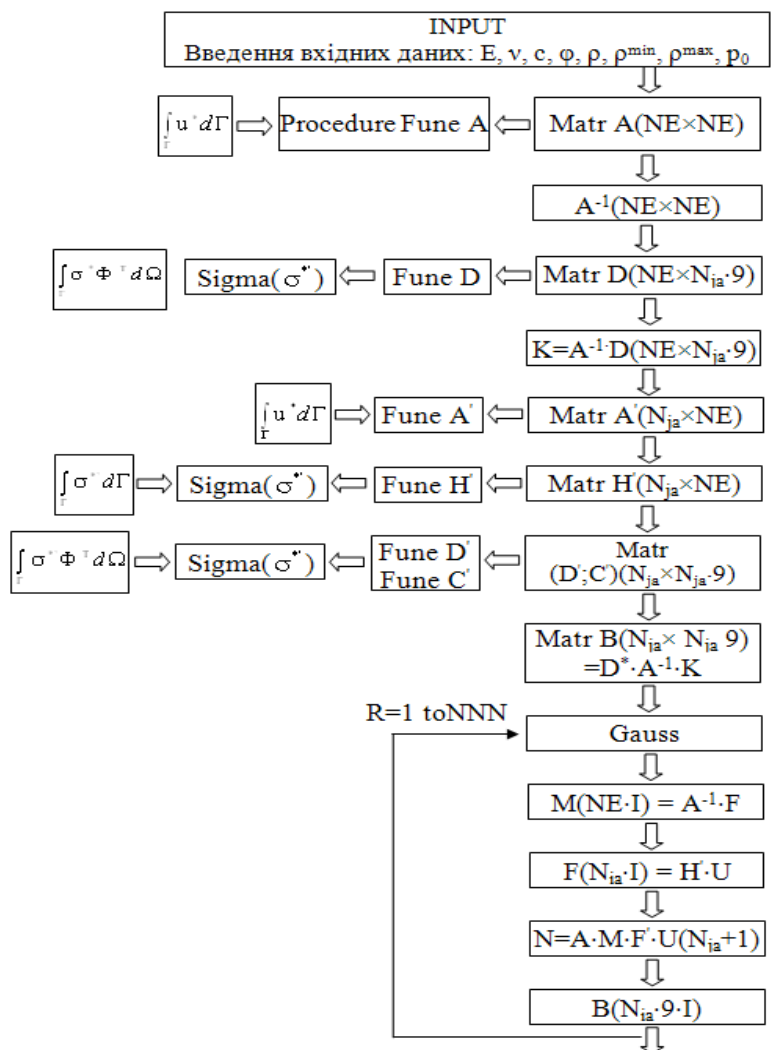


Рисунок 2.9 – Блок-схема програми розрахунку нелінійної роботи паль за МГЕ

Таким чином, використання в розрахунках ґрунтових основ висотних будівель пружно-пластичної моделі з неасоційованим законом пластичної течії та дилатансійних кінематичних співвідношень В. М. Ніколаєвського та І. П. Бойка – це відправний шлях для розв’язання широкого кола задач, що мають безпосереднє інженерне прикладання.

РОЗДІЛ 3

ЧИСЛОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ ВЗАЄМОДІЇ ГРУПИ ПАЛЬ ТА ФУНДАМЕНТНОЇ ПЛИТИ З ОСНОВОЮ ПРИ ДІЇ СТАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

3.1 Числові дослідження з врахуванням дії горизонтальних напружень при визначенні опору паль на вертикальне статичне навантаження

В запропонованій роботі проведено розробку та розвиток теорії математичного моделювання (сукупності формалізованих дій) явища взаємодії групи висячих паль з основою від дії статичних навантажень.

При виконанні роботи ефективно використовувались методи обчислювальної математики:

- знаходження коренів СЛАР за Гаусом;
- обчислення визначників матриці;
- обернення матриці;
- числове інтегрування квадратур Гауса;
- метод ітерацій.

Проведена структурна та алгоритмічна організація досліджуваного процесу, підготовка первинної інформації; налаштування, верифікація, забезпечення якості комп'ютерної моделі, дослідження моделі в різних режимах її функціонування, інтерпретація результатів моделювання.

Визначення напружень на контакті палі та основи в роботі проводилась з урахуванням глибини прикладання навантаження і передачі навантаження на ґрунт по боковій поверхні і вістрі палі. Це засновувалось на аналітичних залежностях для визначення переміщень та напружень Р. Міндліна [108] від дії одиничної сили в півпросторі. Ці залежності дають добру збіжність з експериментальними даними в межах дії закону Гука (в межах лінійної залежності).

В роботі за числовим методом граничних елементів проведено числове дослідження вісесиметричної задачі визначення напружено-деформованого стану та несучої здатності палі при заглибленні її в ґрунт від дії вертикального навантаження. В загальному випадку по боковій поверхні призматичної чи пірамідальної палі і під вістрям ви-

никає напружений стан (рис. 3.1): τ_s – дотичні напруження по боковій поверхні палі; τ_r – радіальні напруження по боковій поверхні; σ_l – нормальні напруження під вістрям палі.

Від дії одиничних величин сил ($P = 1$) будуть виникати переміщення точок бокової поверхні і вістря, які визначались за фундаментальними розв’язками Р. Міндліна для півпростору [108]. Величини цих переміщень (від одиничних значень сил $P = 1$) складають матрицю впливу МГЕ K_{ij} , яка з точки зору будівельної механіки являє собою класичну матрицю піддатливості, тобто матрицю, обернену до матриці жорсткості.

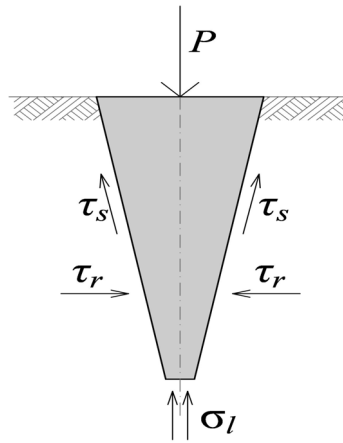


Рисунок 3.1 – Напружений стан основи палі від дії вертикального навантаження

Інтегральне граничне рівняння рівноваги палі в ґрунті, отримане К. Бреббія [19], в розширеному вигляді має вигляд

$$C_{ij}(\xi)u_j(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)u_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x), \quad (3.1)$$

де $u_{ij}^*(\xi, x)$, $p_{ij}^*(\xi, x)$ – переміщення і напруження, що виникають в точці x в j -му напрямку від одиничної зосередженої сили, що діє в i -му напрямку і прикладеної в точці ξ (фундаментальні розв’язки Р. Міндліна для півпростору); $u_j(x)$, $p_j(x)$ – переміщення і напруження, що виникають на границі тіла (тобто на боковій поверхні і на поверхні нижнього кінця палі).

Матричний вигляд (3.1):

$$[K]_{ij} \cdot \{\Phi\}_{j} = \{W\}_i, \quad (3.2)$$

де $[K]_{ij}$ – глобальна матриця коефіцієнтів впливу, що враховує взаємодію палі з основою.

В цьому класі задач матриця $[K]$ завжди несингулярна із переважаючими діагональними коефіцієнтами; $\{W_e\}$ – вектор-стовпець вільних членів системи лінійних алгебраїчних рівнянь; з фізичної точки зору це задані переміщення точок бокової поверхні палі і точок площини нижнього кінця палі; $\{\Phi\}$ – вектор стовпець невідомих, які в загальному випадку обчислення опору палі визначають дотичні напруження $(\tau_s)_i$ ($i = 1, \dots, n1$), радіальні напруження $(\tau_r)_i$ ($i = 1, \dots, n1$) та нормальні напруження (σ_l) ($i = 2n1 + 1 \dots n$).

В розгорнутому вигляді (3.1) можна подати:

$$\begin{Bmatrix} W_s \\ U_s \\ W_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} K_{SS} & K_{RS} & K_{BS} \\ K_{SU} & K_{RU} & K_{BU} \\ K_{SB} & K_{RB} & K_{BB} \end{Bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \tau_s \\ \tau_r \\ \sigma_l \end{Bmatrix}, \quad (3.3)$$

де K_{SS} – матриця вертикальних переміщень точок бокової поверхні від дотичних напружень по боковій поверхні τ_s . Точка прикладання одичного навантаження ξ на боковій поверхні по вертикалі, точка наглядку X теж на боковій поверхні; K_{BS} – матриця вертикальних переміщень точок бокової поверхні палі від нормальних напружень вістря σ_l . Точка ξ на вістрі по вертикалі, точка X на боковій поверхні; K_{SB} – матриця вертикальних переміщень точок вістря від τ_s . Точка ξ на боковій поверхні по вертикалі, точка X на вістрі; K_{BB} – матриця вертикальних переміщень точок вістря від σ_l . Точка ξ на вістрі по вертикалі, точка X на вістрі; K_{RS} – матриця, яка включає коефіцієнти впливу на вертикальні переміщення вузлів бокової поверхні палі при завантаженні елементів бокової поверхні радіальними напруженнями τ_r . Точка ξ на боковій поверхні по горизонталі, точка X на боковій поверхні; K_{SU} – матриця, коефіцієнти якої відображають зв'язок між горизонтальними переміщеннями вузлів бокової поверхні палі, коли бокова поверхня навантажена вертикальними напруженнями. Точка ξ на боковій поверхні по вертикалі, точка X на боковій поверхні; K_{RU} – матриця, що включає коефіцієнти впливу, які відображають залежність між горизонтальними переміщеннями вузлів бокової поверхні палі при завантаженні елементів бокової поверхні горизонтальними напруженнями τ_r . Точка ξ на боковій поверхні по горизонталі, точка X на боковій поверхні; K_{BU} – матриця, коефіцієнти якої відображають залежність горизонтальних переміщень вузлів бокової поверхні палі при завантаженні елементів нижнього кінця вертикальними напруженнями σ_l . Точка ξ на вістрі по вер-

тикалі, точка X на боковій поверхні; K_{RB} – матриця, коефіцієнти якої відображають зв'язок між вертикальними переміщеннями вузлів нижнього кінця палі при завантаженні елементів бокової поверхні радіальними напруженнями τ_r . Точка ξ на боковій поверхні по горизонталі, точка X на вістрі.

В рівняннях (3.1), (3.2), які на етапі дискретизації записуються для кожного граничного вузла вістря і бокової поверхні палі, невідомими є напруження на поверхні палі (τ_s , τ_r , σ_l), граничні умови задаються переміщеннями вузлів на поверхні палі (W_s , U_s , W_b).

Найбільш трудомісткою частиною розв'язання є обчислення коефіцієнтів підматриць $(K)_{ij}$. Коефіцієнти цих підматриць обчислюються числовим інтегруванням розв'язку Р. Міндліна за допомогою квадратурних формул Гауса.

З метою врахування в числовому розрахунку за методом граничних елементів впливу на несучу здатність паль наявності трьох видів напружень по боковій поверхні і вістря τ_s , τ_r , σ_l було проведено компоненту матриці впливу МГЕ для пірамідальної палі довжиною 2,7 м (60x60) (7x7) та проаналізовано вплив її складових на кінцевий результат.

Матриця впливу компонувалась згідно з аналітичними розв'язками рівняння Р. Міндліна з визначення напружено-деформованого стану в півпросторі при дії в ньому одиничного джерела сили ($P = 1$) як по вертикалі, так і по горизонталі [108]. В розрахунку приймалось, що паля абсолютно жорстка і переміщення вузлів пірамідальної палі, розташованих на боковій поверхні і нижнім кінці палі, рівні переміщенню голови палі. В розрахунку опору пірамідальної палі величина W_e приймалась рівною величині осідання, при якій має місце лінійна залежність між опором палі і її осіданням. Як показує аналіз експериментальних досліджень опору одиночних пірамідальних паль, величину W_e в межах лінійної залежності в першому наближенні можна прийняти рівною 1–1,5 см.

Для розв'язання задачі бокова поверхня та вістря пірамідальної палі дискретизувались десятьма граничними елементами. Проводилась лінійна апроксимація напружень по довжині кожного граничного елемента. Для кожного граничного вузла записувалось рівняння (3.1), що привело до утворення системи лінійних алгебричних рівнянь п'ятнадцятого порядку. Для числової реалізації задачі складено програму на алгоритмічній мові Pascal. В програмі корені СЛАР знаходились за методом єдиного ділення Гауса.

В результаті розв'язання системи алгебраїчних рівнянь отримано значення дотичних напружень τ_s , радіальних напружень τ_r на боковій поверхні пірамідальної палі і нормальних напружень на площині нижнього кільця σ_l .

Після визначення напружень було отримано силу опору палі під нижнім кінцем ($P_{\text{вістря}}$), силу опору палі по боковій поверхні палі ($P_{\text{б}}$) та загальну несучу здатність палі:

$$P = \int_0^L 2\pi a \tau_s dh_1 + \int_0^{a_n} 2\pi \epsilon \sigma_l dh_2, \quad (3.4)$$

де a_n – радіус пірамідальної палі в рамках бокової поверхні; h_1 – висота граничного елемента по боковій поверхні; ϵ – радіус вістря, h_2 – висота граничного елемента по вістрі палі.

Коефіцієнти матриці впливу K наведено на рис. 3.2а–в. Вони являють собою лінії впливу вертикальних переміщень бокової поверхні, горизонтальних переміщень бокової поверхні, вертикальних переміщень вістря від дії одиничних значень τ_s , τ_r , σ_l .

Із числового аналізу коефіцієнтів K_{ij} необхідно відмітити (рис. 3.2), що найбільший вплив на несучу здатність палі здійснюють вертикальні переміщення від дії дотичних напружень τ_s . Ординати цих ліній впливу на 2 порядки більші за ординати переміщень від дії нормальних напружень σ_l вістря палі. Значні ординати горизонтальних переміщень від дії радіальних напружень τ_r .

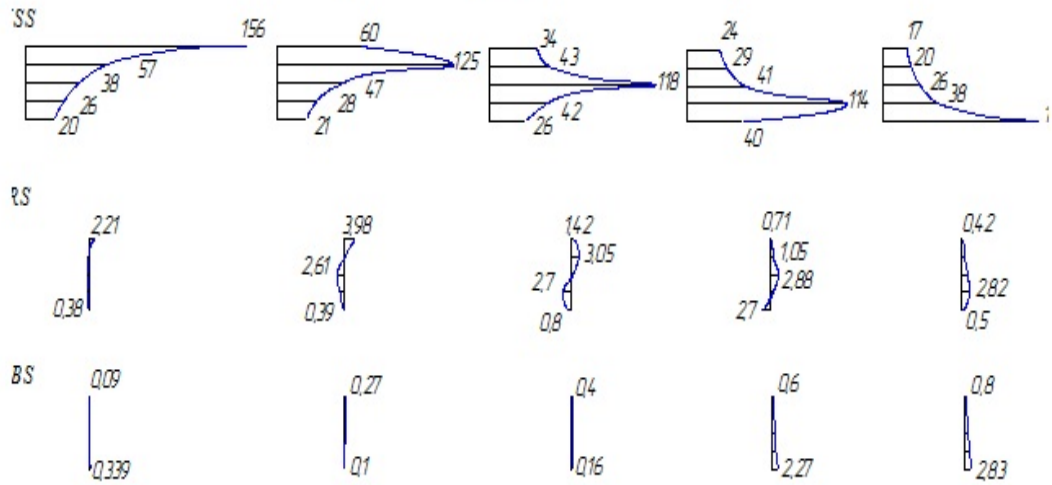
Числовий аналіз коефіцієнтів також показує, що лінії впливу переміщень від горизонтальних сил τ_r всі мають ділянки з додатними та від'ємними значеннями ординат і при їх урахуванні дають менші значення коефіцієнтів матриці впливу K_{ij} .

При визначенні несучої здатності палі така матриця K_{ij} дає очікувану величину несучої здатності палі – 282 кН [66]. Експериментальні дані [101] – 280 кН.

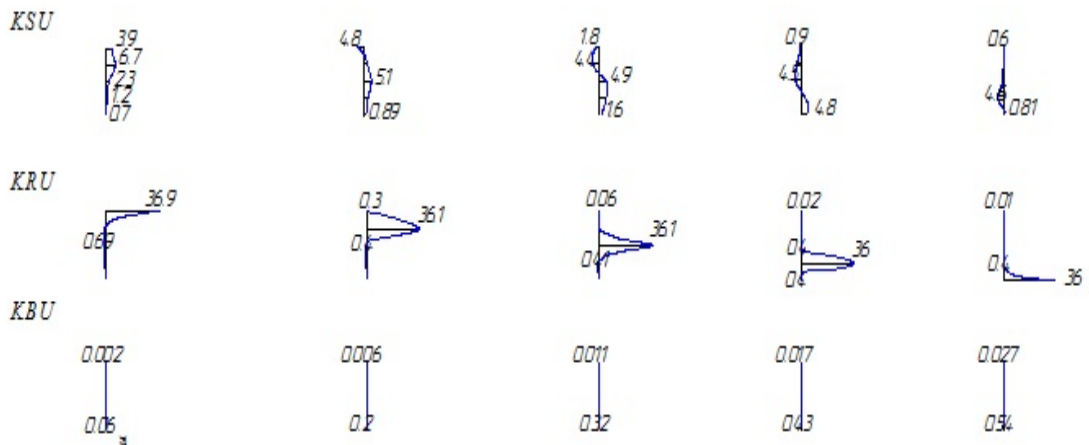
Проведено також числовий експеримент при неврахуванні в матриці впливу K_{ij} дії радіальних напружень τ_r . Матриця K_{ij} в цьому випадку складається з із чотирьох підматриць:

$$\begin{vmatrix} K_{SS} & K_{BS} \\ K_{SB} & K_{BB} \end{vmatrix}. \quad (3.5)$$

$\sigma_i \cdot 10^4$ а) вертикальні переміщення точок бокової поверхні



б) Горизонтальні переміщення точок бокової поверхні



в) Вертикальні переміщення точок вістря

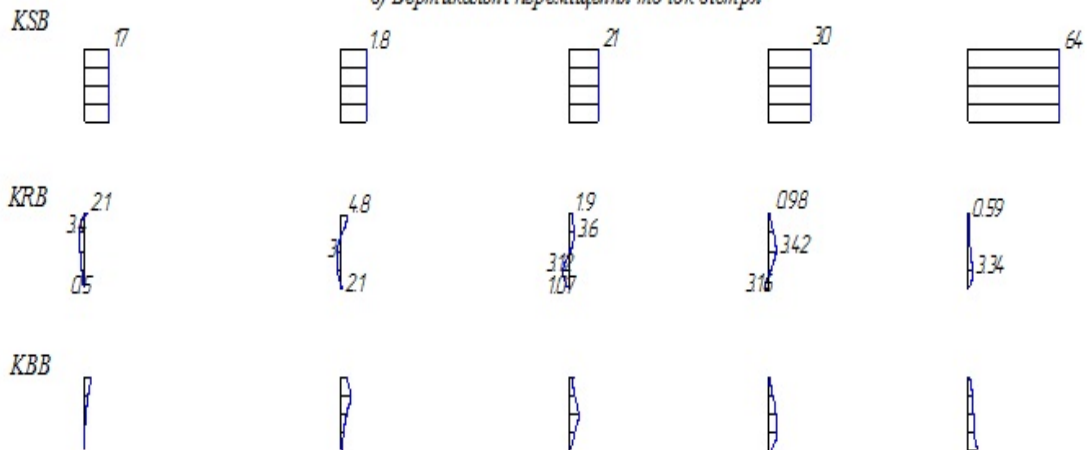


Рисунок 3.2 – Коефіцієнти матриці впливу МГЕ:
 а – вертикальні переміщення бокової поверхні; б – горизонтальні переміщення бокової поверхні; в – вертикальні переміщення вістря

Несуча здатність палі в цьому випадку склала 272 кН. Оскільки залежність між несучою здатністю палі, яка є інтегральним виразом напружень (3.4), та коефіцієнтами матриці K_{ij} обернена (3.5), то меншим значенням матриці K_{ij} відповідає більша несуча здатність.

Із результатів числових досліджень можна зробити висновки:

1. В числових розрахунках НДС паль від дії вертикальних навантажень врахування в матриці впливу всіх дев'яти підматриць дає результат більш близький до експерименту, наближує результат моделювання до дійсної картини.

2. Неврахування впливу горизонтальних напружень τ_r при вертикальному навантаженні паль (матриця K_{ij} складається із чотирьох підматриць) прогнозує занижену несучу здатність, тобто в запас міцності в межах 3–4 %.

3.2 Дослідження перерозподілу навантаження в пальному полі будівлі та оптимальної відстані між палями

Як відомо, для пального поля характерним є більш повільне зростання осідань по мірі збільшення навантаження, ніж для одиночної палі. Експериментальні дослідження [1] показують, що під палювим полем в межах реалізації бокового опору паль при вертикальному навантаженні проходять лише деформації ущільнення, а для розвитку пластичних зон потрібні значно більші навантаження, ніж ті, що виникають при досягненні будівлею граничного осідання. Тому навантаження на палюве поле можна призначити за граничнодопустимими осіданнями на будівлю. Складна взаємодія групи паль не дає можливості повністю використовувати в пальному полі опір, що розвивається усіма палями. Загальний опір пального поля менший арифметичної суми опорів кожної палі.

Взаємне перекриття зон напружень сусідніх паль здійснює значний вплив на розвиток сил бокового тертя і центральні палі, в околі яких знаходиться найбільше паль, не в змозі реалізувати свій боковий опір. Саме тому довільна зовнішня паля пального поля (розташована по контуру пального поля) несе значно більше навантаження, ніж внутрішня паля (розташована всередині пального поля) [1].

Вирішення проблеми несучої здатності фундаментів тісно пов'язане з дослідженням їх НДС. При дослідженні перерозподілу зусилля між палями пального поля будівлі визначався НДС при осіданні 1 см. Такий НДС ще не дуже різниться від даних нелінійного про-

гнозування за числовим МГЕ (різниця в несучій здатності лінійного і нелінійного розрахунку при $S = 1$ см складає лише близько 8 %). Тому ґрунтова основа в першому наближенні розглядалась як суцільне середовище, для якого дійсний закон Гука.

Метод розрахунку НДС в активній зоні приймався на основі рішень Р. Міндліна при прикладанні сил всередині пружного півпростору. При формуванні глобальної матриці МГЕ коефіцієнтів впливу, що обчислюються шляхом інтегрування розв'язків Р. Міндліна, здійснюється обхід граничних елементів бокових поверхонь та вістря всіх паль фундаменту, що входять в активну зону. При цьому коефіцієнти матриці, які відносяться до i -го елемента палі, що розглядається, формуються шляхом додавання розв'язків Р. Міндліна, коли «джерело» ξ переміщається по всіх j -х елементах всіх паль активної зони.

Таким чином враховується взаємодія елементів як палі, що розглядається, так і елементів сусідніх паль. Такий метод дозволяє більш повно відобразити ефект взаємодії паль в складі фундаменту в порівнянні з тими методами, які запропонували А. О. Бартоломей, Р. Батерфілд і П. Беренджі [6, 10], а також чинні будівельні норми [74]. Запропонований метод дозволяє визначити напруження по боковій поверхні і вістрі палі з урахуванням взаємодії її елементів (бокової поверхні і вістря), а також враховує вплив сусідніх паль. Шляхом інтегрування цих напружень по боковій поверхні і вістря визначається опір елементів паль, загальний опір паль та пальового поля.

При розрахунку опору пальового поля будівлі враховувався вплив сусідніх паль одна на одну в межах активної зони. Згідно з комплексними експериментальними дослідженнями А. О. Бартоломея [6], які в натурних умовах уточнюють фізичну суть процесу, вона сягає 11...12d.

В 1897 році математик італієць Вільфредо Парето сформулював свій знаменитий принцип 20/80 : «20 % зусиль дають 80 % результату, а решта 80 % зусиль – лиш 20 % результату». Суттєві висновки принципу 20/80: «значимих факторів мало, а факторів тривіальних множина», та «більша частина зусиль не дає бажаних результатів».

З огляду на актуальність питання розробки нових технологій розрахунку фундаментних конструкцій, питома вага яких в загальному об'ємі будівництва складає 40–50 %, проведено числове дослідження несучої здатності та розмірів величини активної зони палі.

В реальних умовах на поведінку основ і фундаментів впливає велика кількість «тривіальних» (несуттєвих) факторів, врахування яких потребує великих зусиль. Це приводить до ускладнення методів розрахунку без отримання яких-небудь значимих результатів.

Виявлення суттєвих і несуттєвих факторів можливе за допомогою проведення аналізу чутливості моделі до вхідних параметрів. Так, для лінійної задачі найбільш вагомими вхідними параметрами, які і були прийняті в розрахунку і характеризували геологічну ситуацію основи (суглинок), є модуль деформації ґрунту E , що рівний 15,5 МПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,39$, коефіцієнт пористості $e = 0,65$, зчеплення $c = 28$ кПа, кут внутрішнього тертя $\varphi = 27^\circ$.

Оскільки при числовому моделюванні роботи групи паль в пальному полі першим постає питання призначення розмірів активної зони взаємодії паль, було проведено 2 варіанти числового дослідження цього питання. Розглядався фрагмент пального поля із 26 паль С10.30 (рис. 3.3а). Варіанти числових досліджень: I – взаємодія паль одна на одну не спостерігається (радіуси зони взаємовпливу сусідніх паль закінчуються на відстані $2d$), тобто палі працюють як одиночні; II – радіус активної зони кожної з паль: $3d, 4d, 5d, 6d, 7d, 8d, 9d, 10d, 11d, 12d, 13d$.

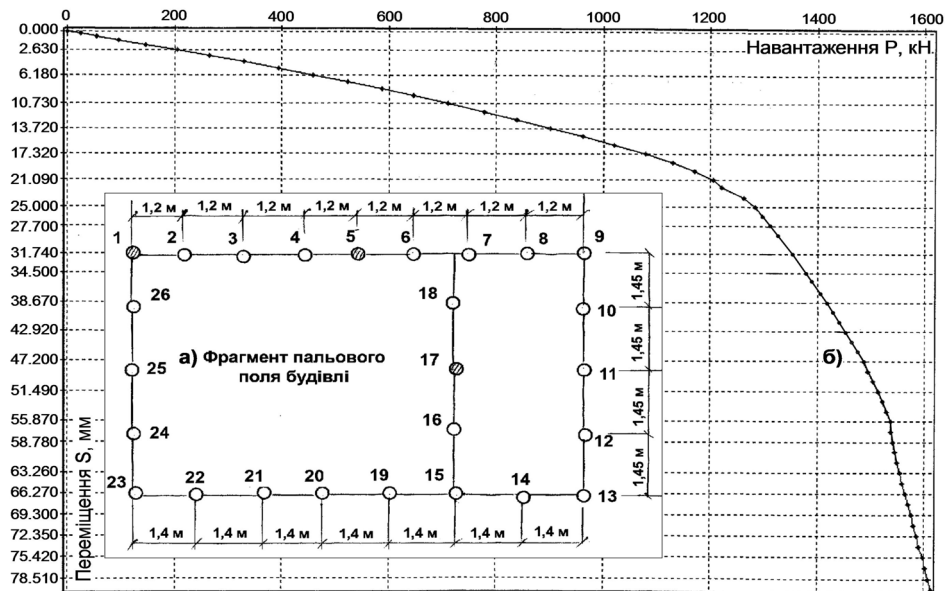


Рисунок 3.3 – Пальове поле будівлі (а);
графік залежності навантаження–осідання одиночної палі С10.30
(розрахунок за МГЕ) (б)

Прогноз несучої здатності одиночної палі С10.30 за МГЕ для наведених вище геологічних умов подано на рис. 3.3б. При осіданні $S = 1$ см несуча здатність одиночної палі С10.30 склала 802 кН.

Визначення несучої здатності паль при їх сумісній роботі (за II варіантом дослідження) проведено на момент переміщення $S = 1$ см. До вхідних параметрів моделі відносяться координати осей паль в плані, їх довжина, кількість граничних елементів на боковій поверхні паль, вістря по колу та зв'язність граничних елементів. Програму складено на алгоритмічній мові Pascal з можливістю підключення додаткових сервісних модулів. За алгоритмом розрахунку фундаментних конструкцій, наведеним вище, компонувалась матриця піддатливості МГЕ, яка враховувала взаємовплив активних зон сусідніх паль.

За другим варіантом числового дослідження з метою визначення оптимальних розмірів активної зони взаємодії паль розраховувався перерозподіл зусиль між 26 палями пального поля будівлі за МГЕ при осіданні $S = 1$ см та різних радіусах активних зон рівних від $2d$ до $14d$, де d – діаметр паль. Перерозподіл зусиль між палями при радіусі активної зони $11d$ і осіданні 1 см склав: 1 – 197 кН; 2 – 168,5 кН; 3 – 168 кН; 4 – 146,5 кН; 5 – 154 кН; 6 – 149 кН; 7 - 145,5 кН; 8 – 138 кН; 9 – 162 кН; 10 – 127 кН; 11 – 116,5 кН; 12 – 118,5 кН; 14 – 133,5 кН; 15 – 131,5 кН; 16 – 108,5 кН; 17 – 93 кН; 18 – 101 кН; 19 – 138,5 кН; 20 – 154 кН; 21 – 167 кН; 22 – 220 кН; 23 – 248 кН; 24 – 205,5 кН; 25 – 204 кН; 26 – 202,5 кН (рис. 3.4) [62, 63].

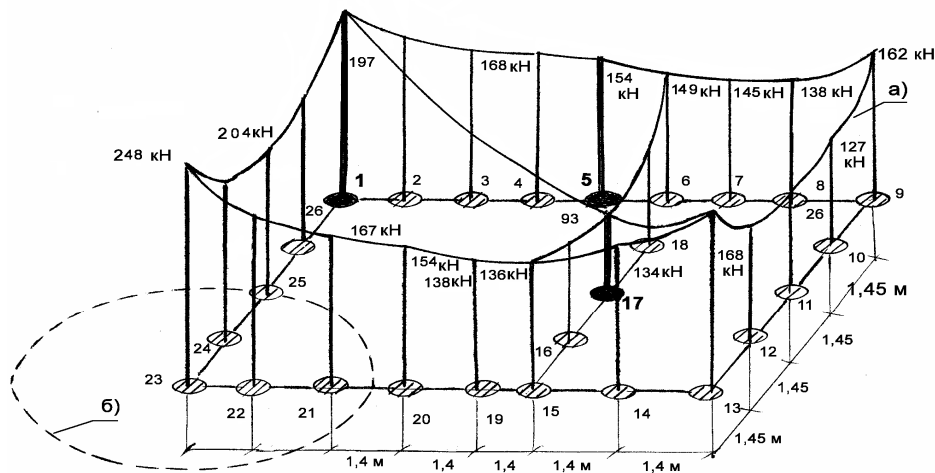


Рисунок 3.4 – Перерозподіл зусиль між палями при розмірі активних зон для кожної палі $11d$ (при $S = 1$ см) (а); межі розміру активної зони кутової палі № 23 ($11d$) (б)

За результатами числового прогнозування сумісної роботи паль побудовано графіки залежності перерозподілу зусиль в палях № 1 та № 17 від радіуса активної зони (рис. 3.5). По горизонталі відкладено розміри досліджуваних активних зон, по вертикалі – P , кН – величина зусиль в кутовій (№ 1) та середній (№ 17) палях.

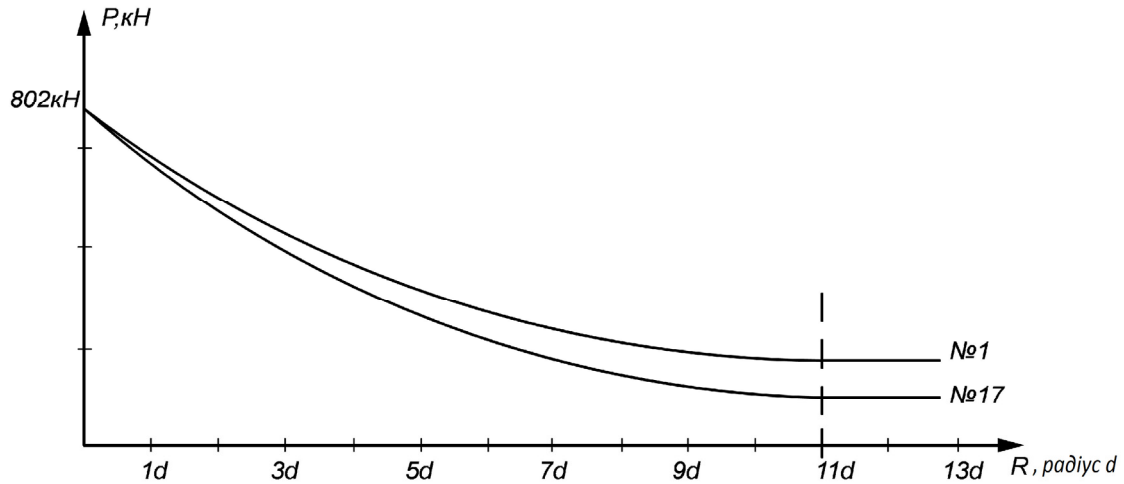


Рисунок 3.5 – Графіки залежності зусиль в палі № 1 та № 17 від радіуса активної зони

Графіки показують, що при радіусі активної зони $\geq 11d$ зусилля в палях практично не залежить від її величини. Знайдена величина активної зони $11d$ збігається з даними експериментальних досліджень А. О. Бартоломея [7], в яких встановлено, що при заглибленні паль з кроком більше $10d$ ефект взаємовпливу паль в складі групи при їх навантаженні уже не проявляється.

В табл. 3.1 наведено співвідношення зусиль в кутовій палі № 1 та центральній № 17 до середньої крайньої № 5 при різних розмірах активних зон.

Використання методу градієнтного спуску дає можливість проаналізувати співвідношення зусиль, що виникають в палях. Таким чином, глобальний мінімум знаходиться при відстані між осями паль $11d$ ($1,28-1-0,601$). Тобто найбільш оптимальним (очікуваним при розрахунку за МГЕ) є взаємовплив активних зон паль при відстані між осями паль $11d$ (суглинкова основа). Оскільки кінцева перевірка будь-якої теорії в техніці засновується на її здатності спрогнозувати поведінку реальної споруди, результати числових досліджень за МГЕ зіс-

тавлялись з експериментами досліджень А. О. Бартоломея [7]. (1,26–1–0,6) та даними аналогічних числових досліджень за методом скінчених елементів І. П. Бойка (1,48–1–0,8) [12].

Таблиця 3.1 – Співвідношення несучих здатностей кутової, крайньої та середньої палі за другим варіантом числового дослідження

Відстань між осями палі в плані	Співвідношення зусиль кутової палі до крайньої ($P_{\text{№ 1}}/P_{\text{№ 5}}$)	Співвідношення зусиль крайньої палі до крайньої ($P_{\text{№ 5}}/P_{\text{№ 5}}$)	Співвідношення зусиль середньої палі до крайньої ($P_{\text{№ 17}}/P_{\text{№ 5}}$)
9d	1,41	1,0	0,76
10d	1,407	1,0	0,698
11d	1,28	1,0	0,601
12d	1,423	1,0	0,733
13d	1,58	1,0	0,75
14d	1,61	1,0	0,891

Достовірність отриманих розрахунків НДС пальового поля будівлі порівнювалась з результатами числових досліджень за МГЕ одиночної палі в нелінійній постановці з використанням дилатансійної теорії ґрунтового середовища І. П. Бойка [57]. Схема дискретизації активної зони палі і з фізико-механічними властивостями суглинкової основи наведено на рис. 3.6.

Згідно з даними нелінійного числового моделювання перші пластині деформації виникають при осіданні палі $S = 0,32$ мм в осередках № 79, 81 (під вістрями палі, рис. 3.6) і з цього моменту розпочинається розсіювання механічної енергії руху палі та порушується відповідність пружного розрахунку ($P = 268$ кН) палі даним розрахунку пластичної моделі ($P = 265$ кН). При подальшому навантаженні це відхилення збільшується, графік «навантаження–осідання» (див. рис. 3.3б) набуває криволінійного контуру в зв'язку з тим, що кількість осередків з пластичними деформаціями збільшується.

При осіданні одиночної палі $S = 1$ см величина дійсної несучої здатності (з урахуванням нелінійної роботи основи) складає 90 % від даних лінійного розрахунку (710 кН, 791 кН), а при осіданні $S = 3,17$ см несуча здатність складає лише 48,7 % від даних лінійного розрахунку (1300 кН: 2466 кН) [56].

Вигляд границь ущільненого ядра під одиночною палью при осіданні $S = 1,49$ см та $S = 3,17$ см подано, відповідно, на рис. 3.6а та на рис. 3.6д. На рис. 3.6б зображено епюри дотичних напружень по боковій поверхні палі при осіданні $S = 1,49$ см (суцільна лінія) та $S = 3,17$ см (пунктир). На рис. 3.6с – напружений стан під вістрям палі при тих самих осіданнях.

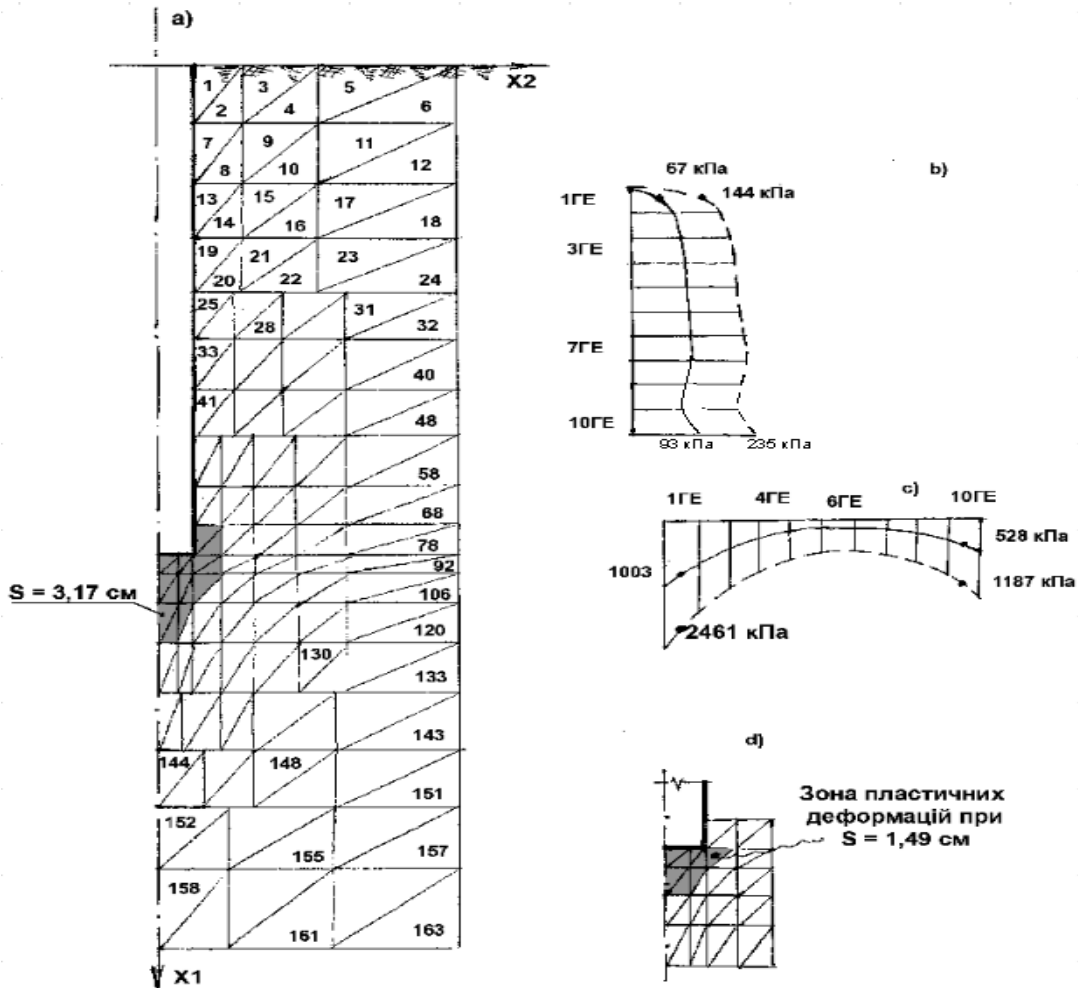


Рисунок 3.6 – Схеми дискретизації активної зони одиночної палі С10.30 та вигляд ущільненого ядра, епюри напружень:
 а – схема дискретизації активної зони одиночної палі та вигляд ущільненого ядра при осіданні $S = 3,17$ см;
 б – епюри дотичних напружень по боковій поверхні;
 с – епюри нормальних напружень під вістрям палі;
 д – зона пластичних деформацій при осіданні $S = 1,49$ см

Таким чином, напрацьована методика дозволяє спрогнозувати несучу здатність пального поля будівлі в межах лінійної залежності

«навантаження–осідання» з урахуванням: числа паль в пальному полі, їх довжини, відстані між палями, ґрунтових умов (E – модуля деформацій; ν – коефіцієнта Пуассона). Достовірність результатів моделювання дає можливість закладати їх в розрахунок при проектуванні палових фундаментів. Оскільки розмір активної зони палі $11d$ отримав підтвердження на основі досліджень, то саме ця величина закладалась в подальші розрахунки за МГЕ.

3.3 Числові дослідження опору фрагмента пального поля будівлі із збільшеним кроком паль

Збільшення етажності сучасних будівель приводить до того, що в рамках «плями» забудови напруження в основах починають перевищувати 600–1000 кПа [2]. В якості фундаменту в такому випадку доцільно застосовувати поля паль, перекритих плитним ростверком. Коли під плитним ростверком ґрунти мають хороші будівельні властивості, встає питання використання їх опору. Конструкції висотних будівель, як правило, мають високу жорсткість, тому ґрунт під фундаментами таких будівель працює як в основі жорсткого штампа. При розподіленні паль під жорстким паловим ростверком в першу чергу потрібно визначити необхідну кількість паль. Вона залежить від ваги споруди, що передається через фундамент на палі, допустимого навантаження на палю, від мінімальної відстані між осями паль з умови можливості заглиблення палі, від довжини паль та ще багатьох факторів.

Мінімально допустима відстань між осями паль залежить від ступеня щільності ґрунту і регламентується діючими будівельними нормами, зазвичай ця мінімальна відстань складає $3...4d$. Та лише комплексна оцінка результатів аналізу всіх місцевих умов може вказати на ступінь доцільності прийняття рішень в такому актуальному питанні.

Як зазначалось вище, за числовим МГЕ отримано розв'язок фундаментального граничного інтегрального рівняння рівноваги, що встановлює зв'язок між зусиллями та переміщенням на границі досліджуваного об'єкта – палі. Це рівняння отримано П. Бенерджи, Р. Баттерфилдом [10] на основі методу зважених нев'язок (3.1), в якому u_j – заданий вектор переміщень на границі (граничні умови типу Діріхле); p_j – шуканий вектор зусиль на границі; u_{ij}^* , p_{ij}^* – ядра граничного рівняння, матриці впливу Гріна, в цій задачі це фундаментальні

сингулярні рішення рівняння Міндліна для пружного півпростору; Γ , ξ , x – відповідно, границя, точка збурення, точка нагляду; C_{ij} – матриця, визначається з умов руху тіла як цілого.

При числовій реалізації рівняння (3.1) дискретизується лише поверхня стикання палі та ґрунту, оскільки розв'язок рівняння Міндліна автоматично задовольняє граничні умови рівності нулю напружень на вільній поверхні півпростору.

Основні етапи числового підходу в МГЕ:

1. Дискретизація границі Γ – поверхні стикання палі і ґрунту рядом граничних лінійних елементів. Дискретизація границі лінійними граничними елементами дає прийнятну для практики точність, не потребуючи значних зусиль з точки зору числової реалізації.

2. Запис рівняння (3.1) для кожної вузлової точки ξ границі Γ .

3. Компоновка матриці впливу МГЕ.

4. Інтеграл по кожному граничному елементу обчислювались за схемами числового інтегрування двовимірних квадратур Гауса.

5. В результаті виконання пункту 2 формується система лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР). Запис її в матричній формі:

$$A*Y=F, \quad (3.6)$$

де A – матриця впливу методу граничних елементів; F – заданий вектор переміщень на границі Γ ; Y – шуканий вектор зусиль на границі. Невідомий вектор зусиль на границі Y визначався із розв'язання отриманої СЛАР.

При компоновці матриці впливу A методу граничних елементів в дослідженнях взаємовпливу сусідніх паль точка збурення ξ та точка нагляду x розташовувались на граничних елементах всіх паль, що входили в визначену активну зону $11d$ між осями сусідніх паль. Оскільки для центральних паль в активну зону входило найбільше паль, коефіцієнти матриці A для цих паль були найбільші. З точки зору будівельної механіки матриця A – це матриця піддатливості і її коефіцієнти характеризують переміщення граничних вузлів палі при дії одиничних сил. Із формули (3.6) випливає, що більшим значенням матриці A відповідатимуть менші напруження. Оскільки зусилля являють собою інтегровані величини напружень, а за зусиллями визначається несуча здатність паль, то несуча здатність центральних паль в такому випадку буде найменша.

Взаємне перекриття активних зон сусідніх паль в пальовому полі будівлі впливає на несучу здатність паль поля. Для середніх паль цей взаємовплив особливо значний, затиснений між палями ґрунт працює як єдине ціле з палями, не даючи можливості середнім палям реалізувати свій боковий опір і їх несуча здатність за даними будівельних норм в 2 рази менша, ніж у кутових паль. Це підтверджується експериментами А. О. Бартоломія [7]. В підрозділі за числовим методом граничних елементів проведено дослідження несучої здатності паль фрагмента пальового поля будівлі [55, 56], показаного на рис. 3.3а. Висячі залізобетонні палі С10.30 рахувались як абсолютно жорсткі. Середньозважені фізико-механічні характеристики основи (суглинок): модуль деформації $E = 15,5$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,39$, коефіцієнт пористості $e = 0,65$, питоме зчеплення $c = 28$ кПа, кут внутрішнього тертя $\varphi = 27^{\circ}$. Результати розрахунку трьох варіантів пальового поля з різною кількістю паль: 26, 16, 10 штук подано на рис. 3.8а–в.

Зменшення кількості паль в порівнянні з нормативною, тобто збільшення відстані між ними, проведена з метою, щоб частина навантаження від споруди сприймалась ґрунтом, частина – палями. Адже основне призначення паль – ціль, для якої вони використовуються – збільшити несучу здатність ґрунту на тому рівні, де вона недостатня, компенсувати недостатню жорсткість основи.

За викладеною методикою проведені числові дослідження трьох варіантів розташування паль в пальовому полі будівлі (рис. 3.8а–в). При відстанях між палями згідно з діючими будівельними нормами 3...4d (рис. 3.7а) несуча здатність 26 паль С10.30 склала 3842 кН.

Збільшення кроку паль до 4...6d (рис. 3.8б) за даними числового моделювання за МГЕ дає можливість зменшити кількість паль пальового поля будівлі з 26 штук до 16 штук (на 38,5 %), а сумарна несуча здатність цієї кількості паль (16 паль) складає 4008 кН, тобто, на 4,3 % більше, ніж при рекомендованому нормами кроці паль.

Збільшення відстані між палями в межах 6...8d (рис. 3.8,в) дає можливість зменшити кількість паль С10.30 вдвоє, отримавши значний економічний ефект, а сумарна несуча здатність такого фрагмента пальового поля при цьому складатиме 4287 кН, тобто на 11,6 % буде більша ніж при нормативному розташуванні паль.

У всіх трьох варіантах моделювання зусилля середніх паль вдвічі менші за зусилля кутових паль (перерозподіл навантажень між палями

пального поля 1,26–1–0,601 (кутова паля – середня крайня – центральна)), що відповідає даним експериментальних досліджень А. О. Бартоломея (1,2–1–0,6) [7] та даним числових досліджень за методом скінченних елементів І. П. Бойка (1,48–1–0,8) [12].

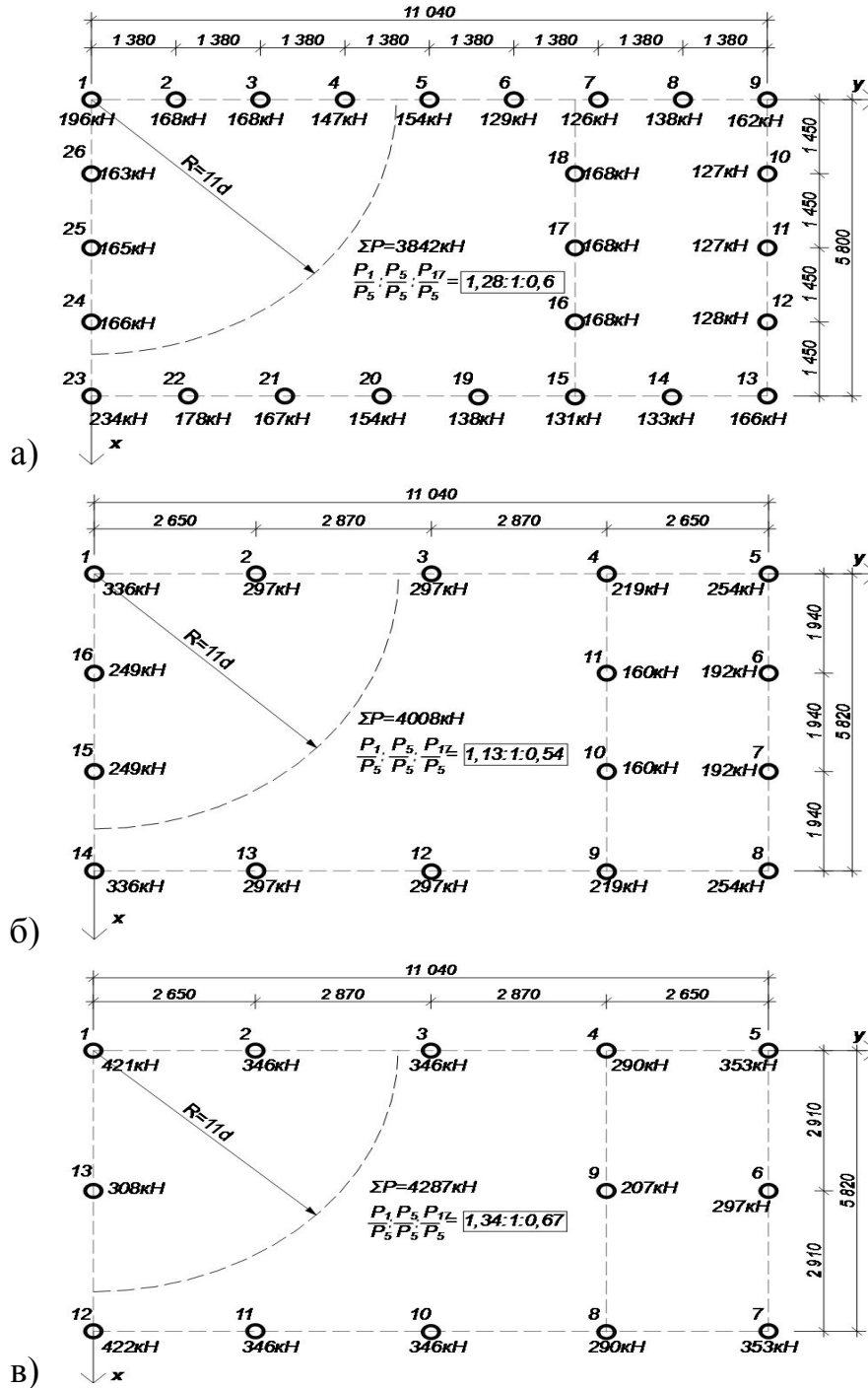


Рисунок 3.8 – Перерозподіл зусиль між палями на момент осідання 1 см при кількості паль: а – 26 штук; б – 16 штук; в – 13 штук

Таким чином, із результатів числових досліджень можна зробити висновок, що використання паль С10.30, розташованих з кроком рівним $6...8d$, що розвантажують ґрунтову основу, дає значний економічний ефект. Так за рахунок зменшення на 50 % кількості паль (з 26 штук до 13 штук) і збільшення навантаження на кожну палю сумарна несуча здатність фрагменту пального поля збільшилась на 11,6 % (з 3842 кН при 26 палях до 4287 кН при 13 палях).

Аналіз коефіцієнтів матриці піддатливості паль поля показав, що для паль в середині пального поля їх значення найбільші. А збільшення деформативності (піддатливості) основи завжди знижує її несучу здатність. Із закону Гука $\varepsilon = \frac{1}{E} \times \sigma$; $1/E$ – піддатливість, переміщення від дії одиничних зусиль, величина, обернена до жорсткості (зусилля, необхідні для одиничного переміщення). При умові однакових деформацій більшій піддатливості відповідають менші напруження, а несуча здатність палі – це інтегрований вираз напружень

$$P = \int_L \int_l \sigma dldL.$$

Вищесказане пояснює причини самої низької несучої здатності паль, що знаходяться в середині пального поля.

Після аналізу розподілу навантаження між палями з метою зниження зусиль в палях периферійних зон необхідно провести конструктивні заходи, оптимізувати палове поле. Для цього:

1. Розширити фундаментну плиту. Неєкономічно, зростають згинальні моменти, поздовжні та поперечні сили.

2. О. С. Городецький [27] пропонує підсилити опорну зону в місці великих навантажень (більше паль в середині), зони великих навантажень знаходяться в центрі плити, де ядро жорсткості.

3. Конструкції висотних будівель, як правило, мають високу жорсткість. Тому ґрунт в основі такої будівлі працює як в основі жорсткого штамп. Під краями жорсткого штамп утворюється зона пластичних деформацій. При середньому тиску по подошві ці зони не здійснюють суттєвого впливу на осадку фундаменту. В стадії зсувів «піддатливі» зони розриваються більш інтенсивно. В. М. Уліцкій [85] пропонує влаштувати більше паль по краях – перерізати потенційну поверхню ковзання.

4. Довші палі розміщати в середині (досвід будівництва в Німеччині). Ґрунт в просторі між палями залучається в роботу і переміщується разом з палями, тому палі в середині практично не працюють по боковій поверхні. Для більш повного використання несучої здатності в центрі розміщують палі довші, щоб включити в роботу сили тертя по боковій поверхні нижньої ділянки.

3.4 Розрахунок плитно-пальових фундаментів висотних будівель за МГЕ

Концепція плитно-пального фундаменту передбачає передачу частини навантаження від будівлі по подошві плитного ростверка, а частину – через палі. Важливим питанням є частка навантаження, яку отримує плита ростверка. Конструкція висотної будівлі має досить високу жорсткість, тому ґрунт під фундаментом такої будівлі працює, як в основі жорсткого штамп.

У роботі за числовим методом граничних елементів (МГЕ) змодельовано осідання 16-поверхового монолітно-цегляного житлового будинку в м. Санкт-Петербурзі висотою 54 м з підвалом [64] (рис. 3.9).

У плані будівля має форму трилисника з площею підлоги підвалу 870 м^2 , вага будівлі – 222720 кН (рис. 3.10) [48]. Поведінка ґрунту описувалась моделлю пружно-пластичного стиску із зсувом пористого середовища на основі нелінійних методів розв'язання геотехнічних задач теорії пластичної течії з введенням функції, що виражає поверхню течії (2.38), та кінематичних співвідношень пластичної течії (2.42). Одним із критеріїв нелінійності є зрушення по заданій поверхні, що відповідає зрушенню ґрунту по боковій поверхні при навантаженні на палю. Взаємозв'язок між швидкостями пластичних деформацій і напруженнями при роботі ґрунту в нелінійній стадії зрушень описувався за неасоційованим законом пластичної течії.

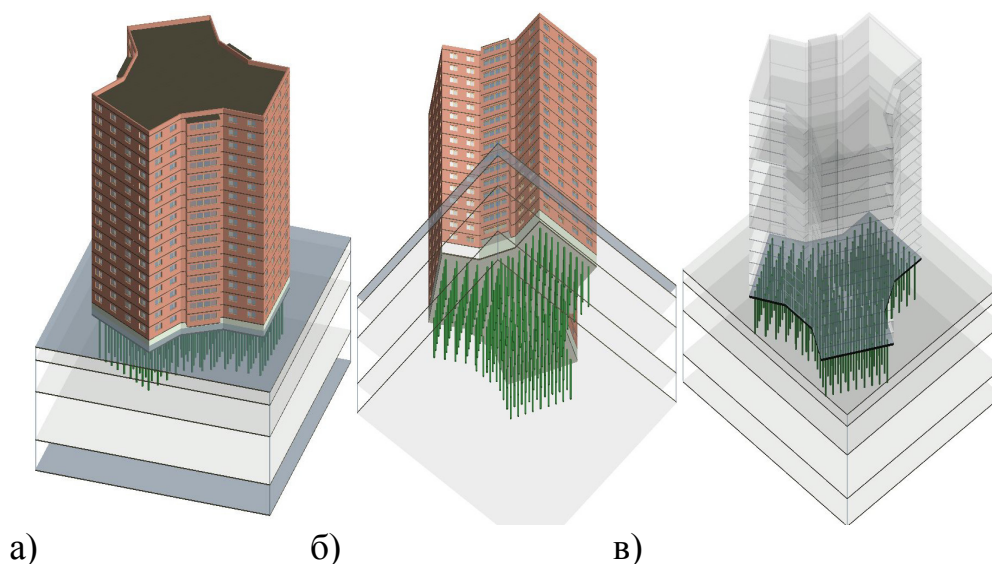


Рисунок 3.9 – 3D-модель 16-типоверхового монолітно-цегляного житлового будинку в м. Санкт-Петербург із палевим полем та ґрунтовим масивом: а – вид зверху; б – вид знизу; в – вид зверху плити та пального поля

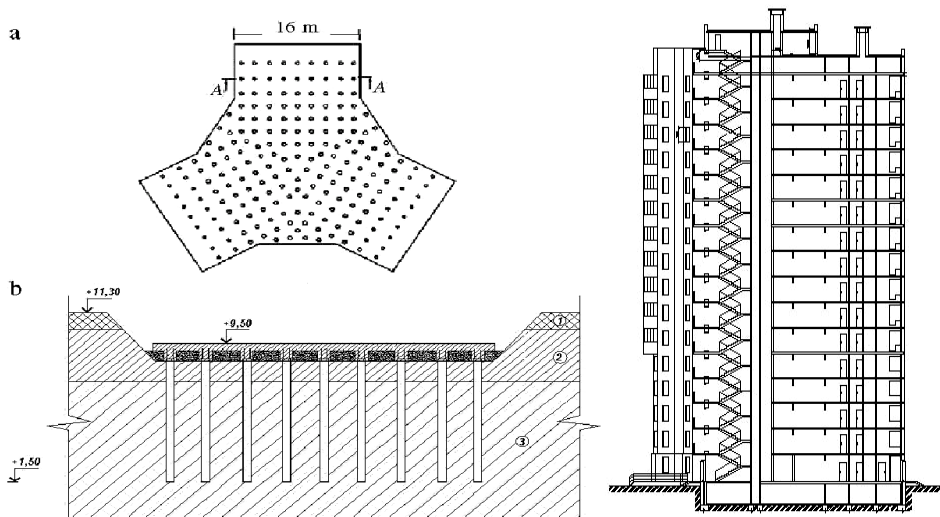


Рисунок 3.10 – План плитного ростверка і пального поля (а), розріз А-А (б), розріз 1-1 (в)

Розв'язання задач теорії пластичної течії потребують знання традиційних фізико-механічних параметрів ґрунту. Вони слугують входними параметрами математичної моделі. Визначаються фізико-механічні параметри ґрунту традиційними методами лабораторних та польових досліджень, що дозволяє використовувати запропоновані математичні моделі при масовому проектуванні. Геологічну ситуацію основи описували такі середньозважені фізико-механічні характеристики ґрунту: $E = 18,4$ МПа; $\nu = 0,39$; $\rho = 1,88$ г/см³; $\rho_{\min} = 1,56$ г/см³; $\rho_{\max} = 2,17$ г/см³; $c = 39,3$ кПа; $\varphi = 19^\circ$ [54].

Матеріалу паль задано досить високі значення згинальної і нормальної жорсткості, що дозволяє знехтувати деформацією самих паль у розрахунку.

У спорудженій будівлі палі перерізували верхні слабкі ґрунти й передавали навантаження на глибоколежачі шари ґрунтів (тверда глина, $E = 23$ МПа, $\rho = 1,9$ г/см³), що характеризуються високими будівельними властивостями. Оскільки під плитою на глибині 9 м розташовані ґрунти з відносно гарними будівельними властивостями ($E = 10$ МПа), то постало питання про використання їх опору.

За МГЕ проведено розрахунок несучої здатності одиначної палі діаметром 40 см та 50 см довжиною 7 м. Їх несуча здатність склала, відповідно, 390 кН (рис. 3.11) та 541 кН (рис. 3.12) [53].

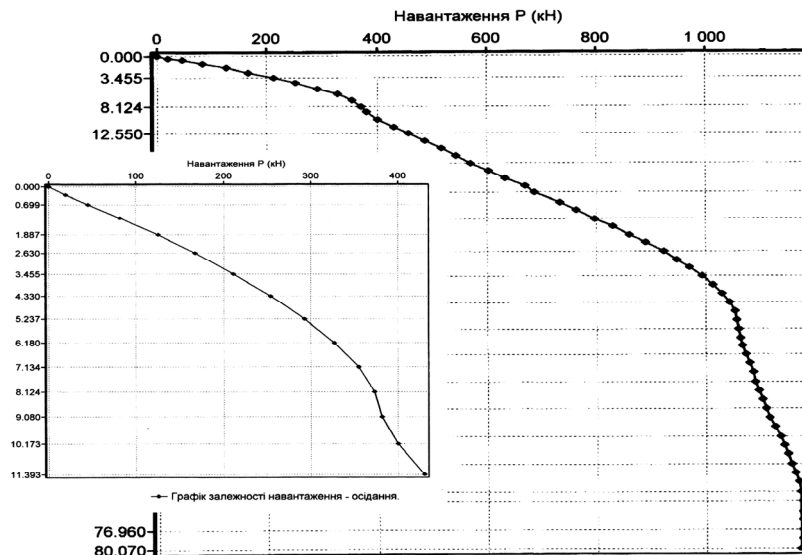


Рисунок 3.11 – Графік залежності «навантаження–осідання» для палі діаметром 40 см, довжиною 7 м

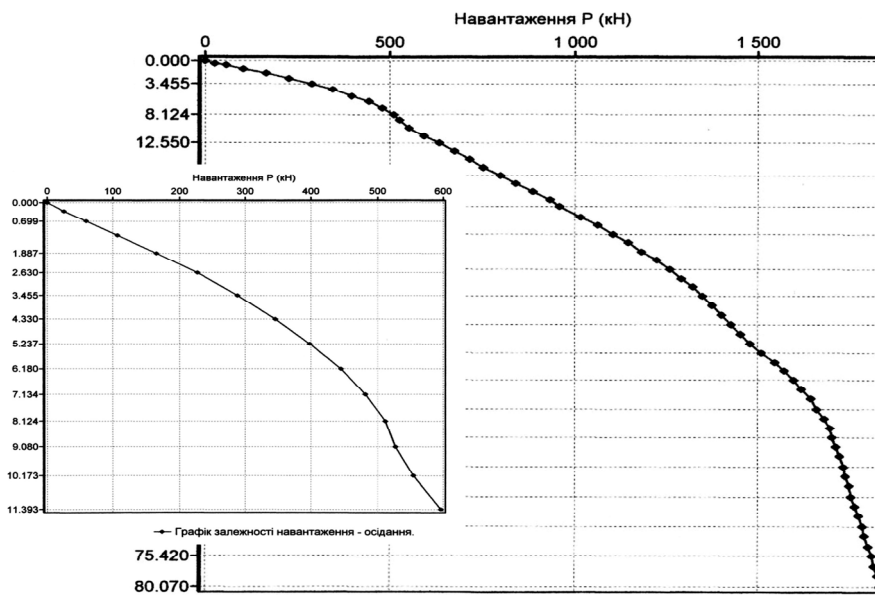


Рисунок 3.12 – Графік залежності «навантаження–осідання» для палі діаметром 50 см, довжиною 7 м

Під фундаментною плитою пальове поле складається із:
 а) 54 шт. палі $d = 400$ мм, розташованих по периферії плити ($L = 7$ м);
 б) 150 шт. палі $d = 500$ мм, розташованих в центральній частині плити ($L = 7$ м). Результати розрахунку роботи одиночних палі діаметрами 400 мм та 500 мм за нормативними документами, за даними експериментальних досліджень [48] та за МГЕ, наведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 – Порівняння результатів розрахунку одиночних паль діаметрами 400 мм та 500 мм

Методика	Несуча здатність одниничної палі при $S = 1$ см, кН		Відхилення від експерим. даних, %
	$d = 400$ мм	$d = 500$ мм	
СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов»	283	382	26 – 27
4 статичні експериментальні дослідження (СП 50-102-2003, ТСН 50-302-2004)	380	520	-
МГЕ	390	541	3 – 4

Таким чином, розрахунок за МГЕ роботи одиночних паль дав результат відхилення від експериментальних даних лише 3–4 %, що є набагато точніше, ніж розрахунок таких паль за нормативними документами. Незначне відхилення від експерименту свідчить про адекватність напрацьованої методики розрахунку одиночної палі за МГЕ.

З метою визначення частки навантаження, яке отримують фундаментна плита та безпосередньо пальове поле, проведено розрахунки їх несучих здатностей за числовим МГЕ для вищевказаних геологічних умов будівельного майданчика, використовуючи напрацьовану математичну модель та програму розрахунку.

Схема дискретизації ґрунтового масиву під окремо працюючою фундаментною плитою наведено на рис. 3.13б. За даними числових розрахунків, несуча здатність плити товщиною 40 см на даних ґрунтах рівна 33900 кН (рис. 3.13а). Ця величина в процентному відношенні до ваги будівлі складає 15,2 % і відповідає рекомендаціям з розрахунку плитно-пальових фундаментів згідно з СП 50-102-2003, які рекомендують передавати на плитний ростверк плитно-пального фундаменту ≈ 15 % навантаження.

У числовому розрахунку ширину активної зони між палями прийнято $11d$ [55], що відповідає даним експериментальних досліджень А. О. Бартоломея, згідно з якими при відстані між палями близько $10d$ взаємовплив паль не спостерігається [7, 30].

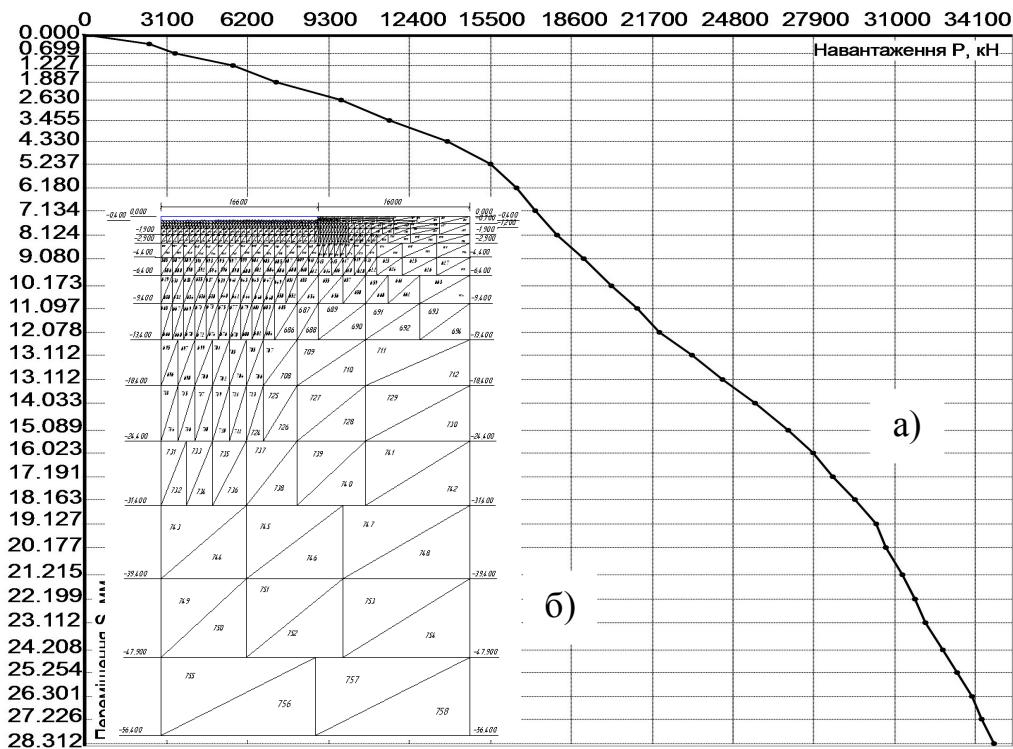


Рисунок 3.13 – Результати розрахунку фундаментної плити за МГЕ (а); дискретизація ґрунтового масиву під підшовою та по боковій поверхні фундаментної плити (б)

Загальне осідання окремо працюючого пальового поля з врахуванням сумісної роботи паль за МГЕ склало 17,9 см. Розрахунок показує (рис. 3.14), що в інтервалі осідань до 17 см залежність між навантаженням і осіданням практично лінійна, що свідчить про відсутність зон пластичних деформацій та зрушень ґрунту основи. Останні в пальових полях з'являються при осіданнях $S > 14...30$ см [30]. Із результатів розрахунку на рис. 3.12 видно, що пальове поле працює в лінійній стадії процесу ущільнення ґрунту як єдине ціле із затисненим між палями ґрунтом, оскільки відстань між палями $< 10d$ (ця відстань складає від 1500 до 1850 мм). При цьому утримання ґрунту здійснюється лише в межах зони впливу паль.

Дані перерозподілу зусиль між палями пальового поля для конкретних ґрунтових умов наведено на рис. 3.15. Результати числових досліджень перерозподілу зусиль знаходяться у відповідності до нормативних документів й експериментальних досліджень А. О. Бар-толомєя: кутова паля отримує навантаження майже вдвічі більше, ніж центральна. Співвідношення між навантаженням на крайню–кутову–центральну палі склало 1,6–1–0,7 [7].

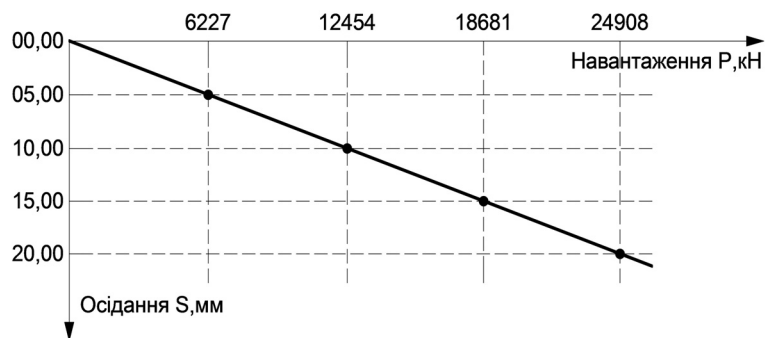


Рисунок 3.14 – Результати розрахунку за МГЕ пальового поля висотної будівлі з урахуванням взаємодії активних зон сусідніх паль

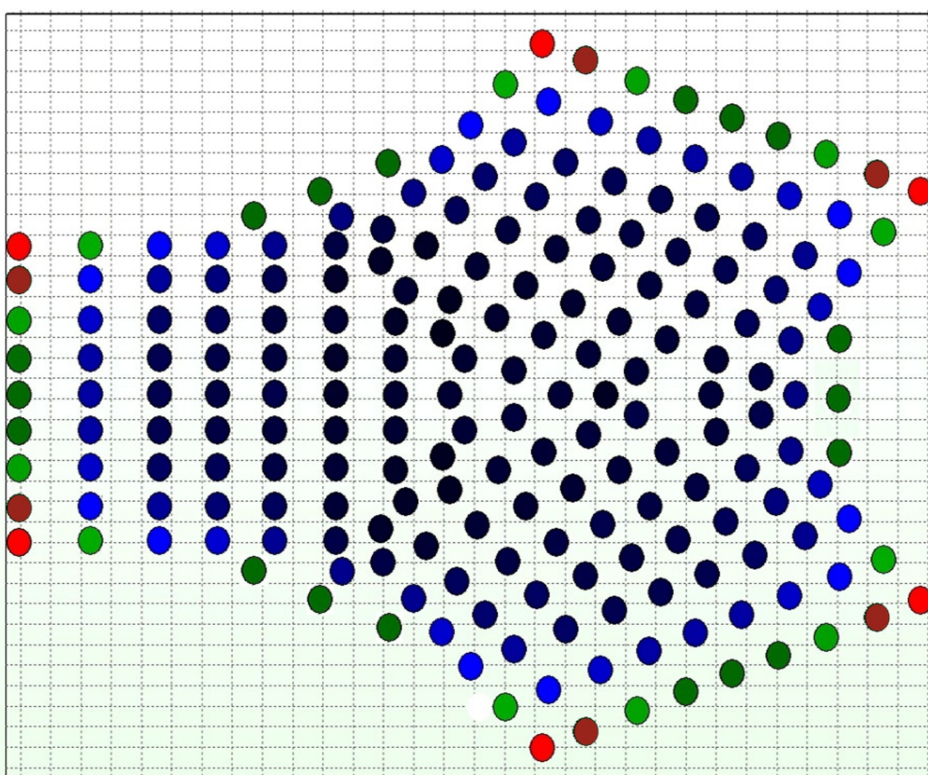


Рисунок 3.15 – Результати визначення перерозподілу зусиль в пальовому полі в кольорі (при $S = 1$ см): ● – 186 кН, ● – 119,2 кН, ● – 70,5 кН, ● – 58,8 кН, ● – 46,9 кН

При врахуванні частки навантаження, яке може витримати фундаментна плита товщиною 40 см та пальове поле, величина осідання будівлі (див. рис. 3.9) становить близько 15,2 см за МГЕ. В роботі проф. Р. А. Мангушева (рис. 3.16) наведено, що за даними експерименталь-

них досліджень, після завершення будівництва (250 діб) осідання будівлі на 762 добу практично стабілізувались і склали 13,2 см [48].

В табл. 3.3 наведено зіставлення результатів розрахунків осідань будівлі (див. рис. 3.8) для різних типів фундаментних конструкцій та за сучасними найбільш прогресивними методиками розрахунку (МСЕ, МГЕ), при різних розрахункових схемах, згідно з різними нормативними документами в порівнянні з експериментальними дослідженнями.

Таблиця 3.3 – Результати розрахунку осідання будівлі за різними методами, нормативними документами та розрахунковими схемами

Фундамент	Метод визначення	Нормативний документ	Розрахункова схема	Осідання, см
Плитно-пальовий	<u>Експеримент</u>	–	–	13,2
Плитно-пальовий	<u>За МГЕ</u>	–	Пружно-пластична модель	15,2
Плитно-пальовий	Розрахунок МСЕ в ПК <u>PLAXIS 7.2</u>	СП 50-101-2004	Пружно-пластична модель	9,4
Плитно-пальовий	Пошарове підсумовування	Згідно з моделлю ін. Мангушева	Лінійно-деформований напівпростір	22,1
Комбінований пальово-плитний	Пошарове підсумовування	СП 50-101-2004	Лінійно-деформований напівпростір	8,9
Пальовий	Пошарове підсумовування	СП 50-101-2004	Лінійно-деформований напівпростір	23,0
Пальовий	–	СНиП 2.02.01-83*	Лінійно-деформований шар	17,5
Плитний	Пошарове підсумовування	СНиП 2.02.01-83*	Лінійно-деформований напівпростір	25,8

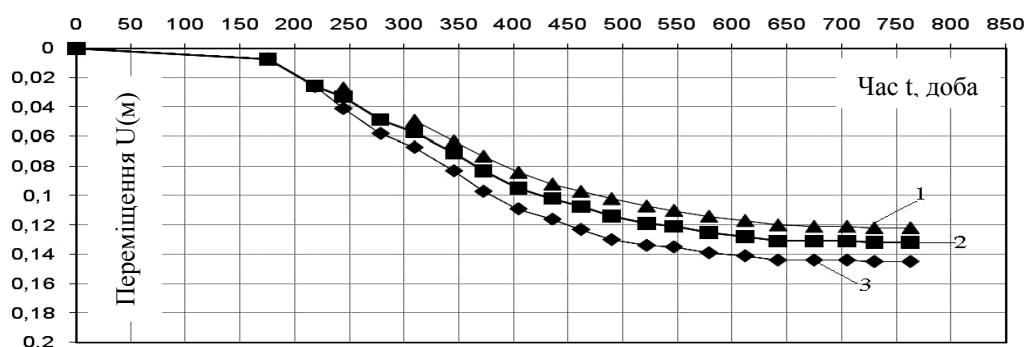


Рисунок 3.16 – Розвиток осадки в часі [48]

Із вищевказаної таблиці видно, що розрахунок осідання будівлі за МСЕ в ПК «PLAXIS 7.2» [48] (пружно-пластична модель) за СП 50–101–2004 дав $S = 9,4$ см. Скінченно-елементна схема деформаційного розрахунку з використання пружно-пластичної моделі ґрунту в ПК «PLAXIS 7.2» наведена в статті проф. Р. А. Мангушева [48].

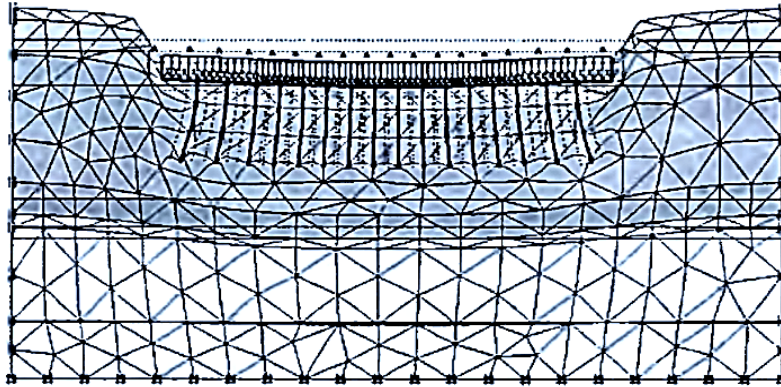


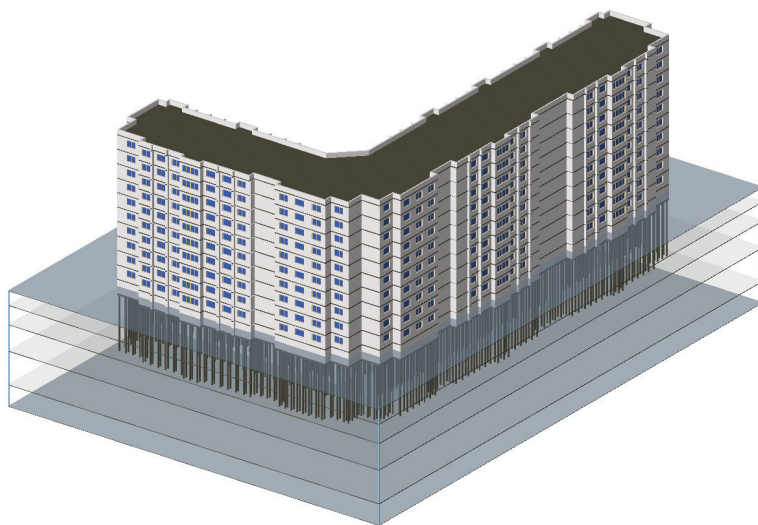
Рисунок 3.17 – Скінченно-елементна схема деформаційного розрахунку з використання пружно-пластичної моделі ґрунту в ПК «PLAXIS 7.2»

Експериментальні дослідження осідання плитно-пального фундаменту показали $S = 13,2$ см [48]. Числовий розрахунок за МГЕ плитно-пального фундаменту 16-поверхової будівлі з урахуванням взаємодії активних зон сусідніх паль в пальному полі будівлі склав 15,2 см. Аналізуючи результати прогнозу осідань цієї будівлі, можна стверджувати, що розрахунок за МГЕ є одним із найточніших в порівнянні з експериментальними дослідженнями. Результати математичного моделювання за МГЕ поведінки плитно-пальових фундаментів підтверджують можливість прогнозування для зведених на них будівлях допустимих значень осідань.

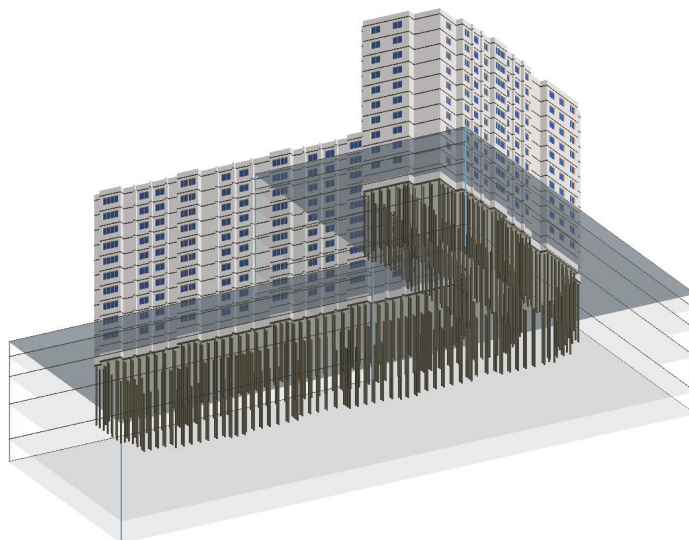
РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВОГО ПОЛЯ СУЧАСНИХ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ЗА МГЕ

4.1 Опір пального поля 10-поверхової житлової будівлі в м. Вінниці

За МГЕ проведено числовий розрахунок опору пального поля 10-поверхового житлового будинку в мікрорайоні «Поділля» м. Вінниці (рис. 4.1) із 702 палів з відстанню між палями 3...4d та із збільшеним кроком палів 4...6d із 467 палів.



а)



б)

Рисунок 4.1 – 3D-модель 10-поверхового житлового будинку в мікрорайоні «Поділля» в м. Вінниці із паливим полем та ґрунтовим масивом: а – вид зверху; б – вид знизу

При інженерно-геологічних вишукуваннях для будівництва житлового будинку в мікрорайоні «Поділля» м. Вінниці проводились буріння свердловин механічним способом (ударно-натяжним та шнековим) буровою установкою УГБ – 50 м з відбором монолітів непорушеної та порушеної структури. Відбір зразків проводився в 27 розвідувальних свердловинах довжиною по 13–15 м.

Для числового розрахунку за МГЕ приймалися середньозважені характеристики ґрунтів (суглинки): модуль деформації ґрунту $E = 15,5$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,39$. Результати розрахунків пального поля показано для величини осідання $S = 1$ см.

В першому варіанті розрахунку з палевим полем 702 шт. паль (рис. 4.2) при відстані $3...4d$ між палями сумарна несуча здатність склала 51219 кН (при $S = 1$ см).

Другий варіант розрахунку з палевим полем 467 шт. паль (рис. 4.3) (при збільшеному кроці паль $4...6d$) дав сумарну несучу здатність 56437 кН (при $S = 1$ см), що на 10,19 % навіть більше, ніж при відстані між палями $3...4d$.

На рис. 4.2, 4.3 в кольорі показано перерозподіл зусиль між палями, де найбільшим значенням зусиль відповідає червоний колір, найменшим – темно-синій. В першому варіанті ($3...4d$) паль синього кольору найбільше (центральні ряди), що свідчить про неефективне використання ними опору по боковій поверхні, вони значно зажаті в пальному полі і не реалізують себе в повній мірі. В другому варіанті ($4...6d$) центральні ряди паль краще включаються в роботу, підвищують свою несучу здатність, що в сумі не гірше за попередній варіант.

Економія паль за другим варіантом розрахунку склала 235 паль С10.30. Кошторисна вартість палі С10.30 на день розрахунку складала 800 грн. Економічний ефект від практичного впровадження пального поля за другим варіантом розрахунку (при розрідженому кроці паль) склав $235 \text{ паль} \times 800 \text{ грн} = 188000 \text{ грн}$.

Схеми перерозподілу зусиль в пальному полі із 702 шт. та 467 шт. паль подано на рис. 4.2 та рис. 4.3.

Таким чином, збільшений крок паль не понизив загальну несучу здатність пального поля. Це пояснюється тим, що при кроці $4...6d$ палі краще реалізують свій опір по боковій поверхні, підвищують несучу здатність, а це в свою чергу дає можливість отримання економічного ефекту.

Розрахунок згідно з напрацьованою методикою за МГЕ дозволяє відслідковувати перерозподіл зусиль в пальному полі, доцільніше розташовувати палі та більш ефективно використовувати резерви несучої здатності пального поля.

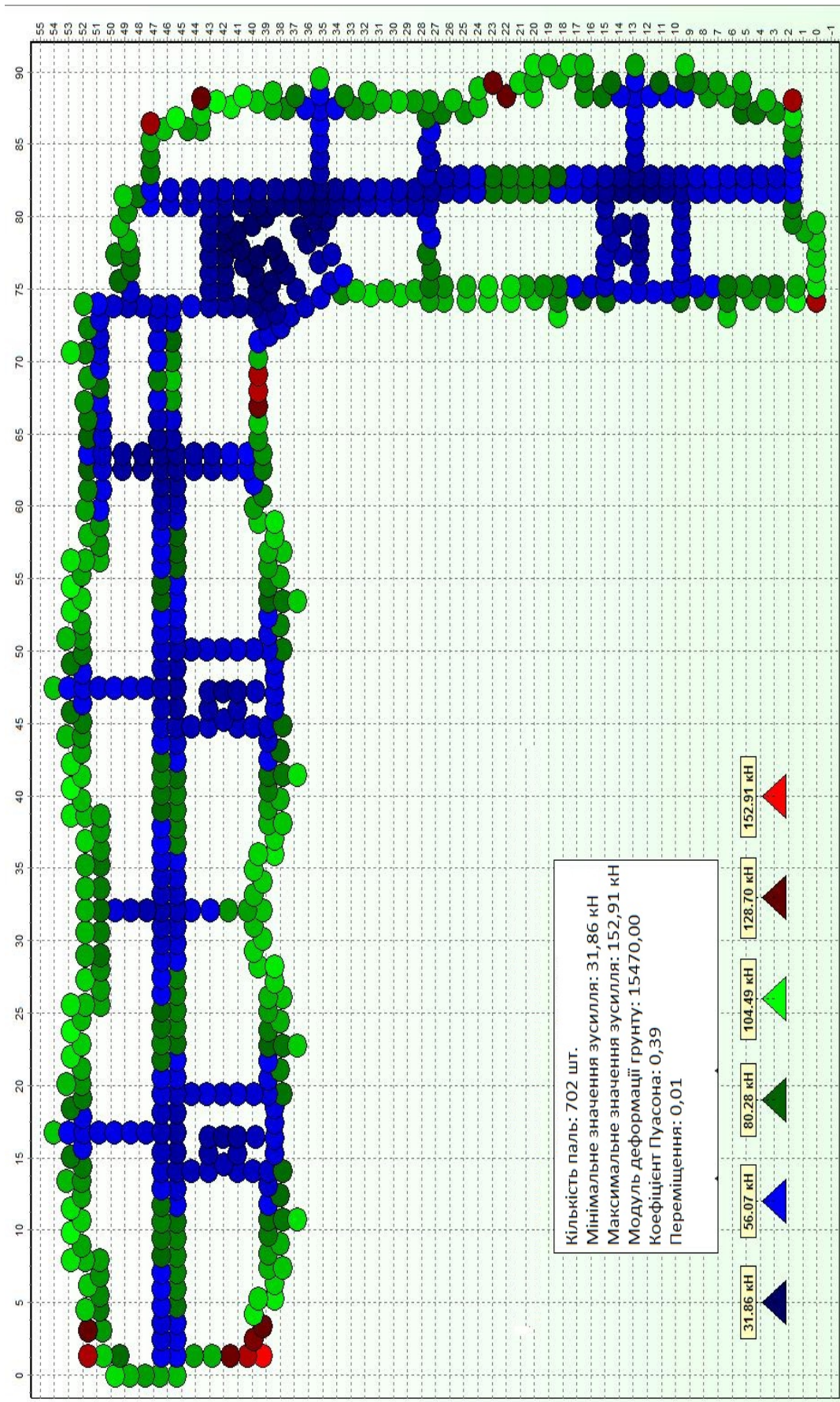


Рисунок 4.2 – Схема перерозподілу зусиль в пальовому полі з 702 шт.

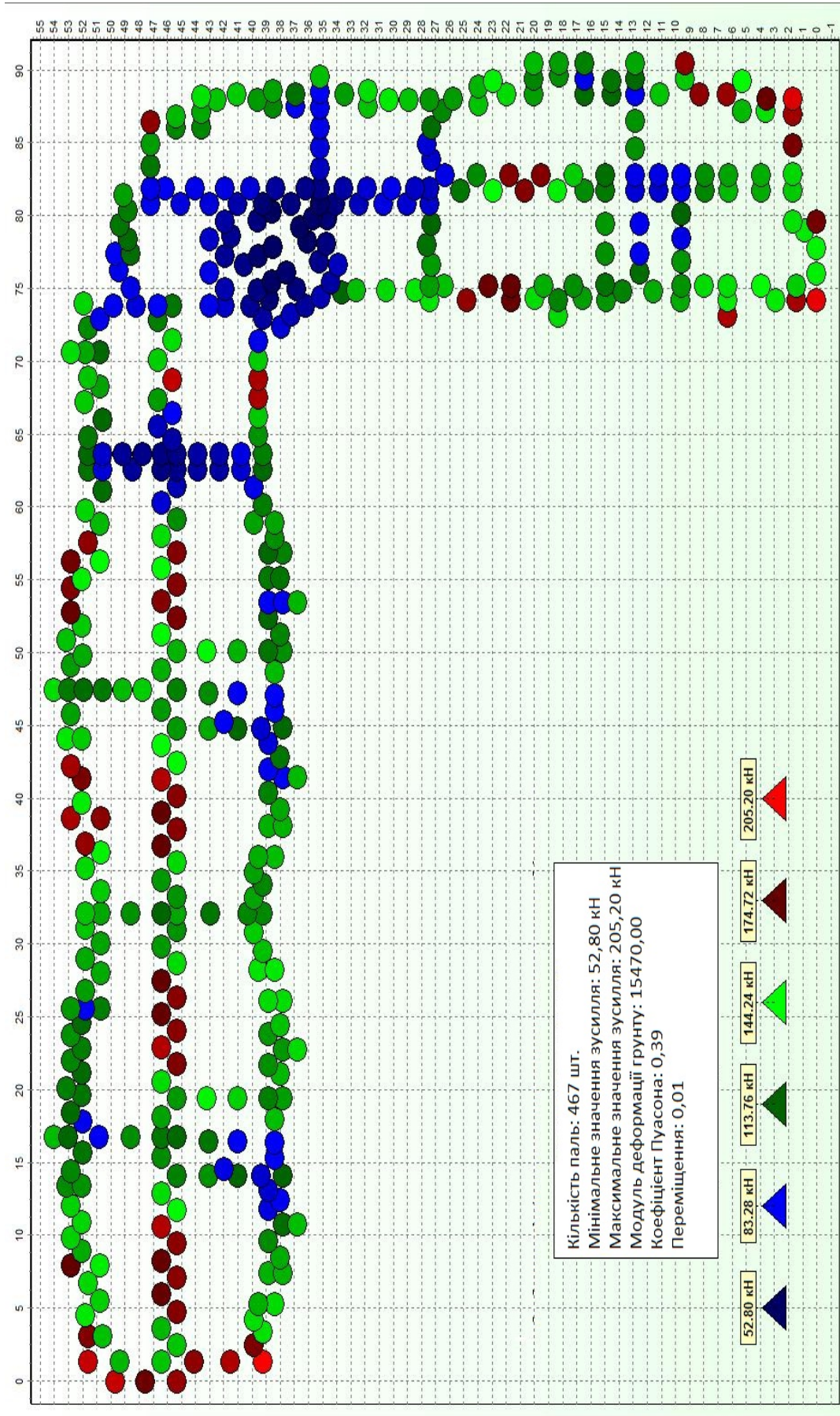


Рисунок 4.3 – Схема перерозподілу зусиль в пальному полі з 467 шт.

4.2 Розрахунок пального поля будівлі інженерно-побутового корпусу Дністровської ГАЕС

В цьому підрозділі для конкретних умов будівельного майданчика за МГЕ прораховано оптимальний варіант проектного рішення пального поля монолітно-каркасного інженерно-побутового корпусу Дністровської ГАЕС (рис. 4.4) [70].

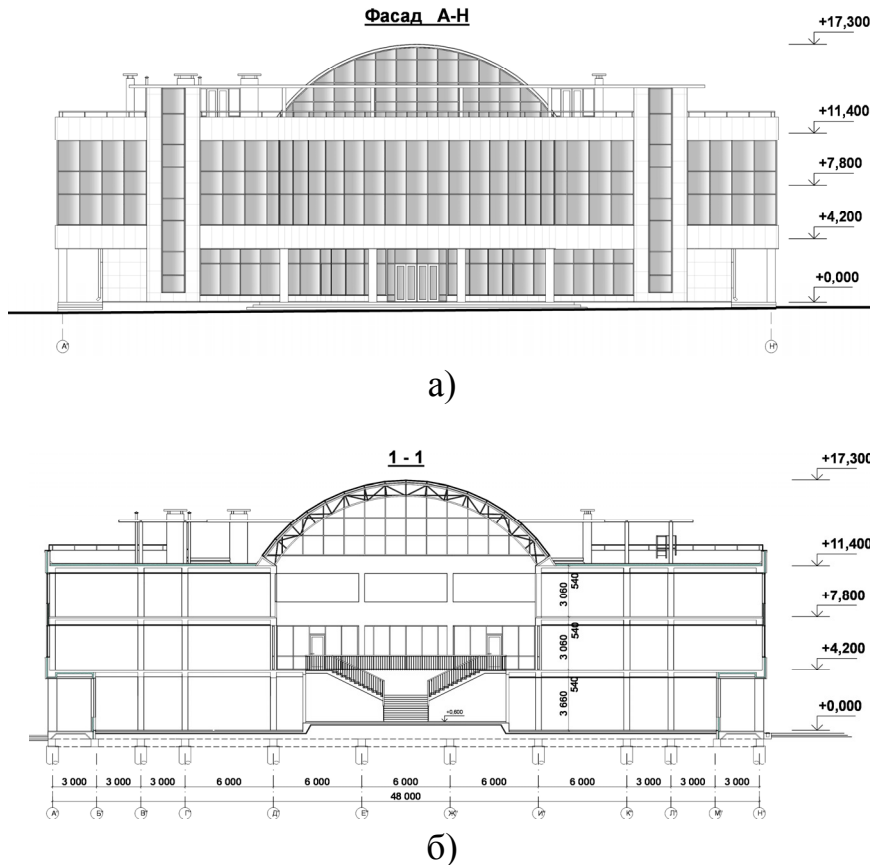


Рисунок 4.4 – Інженерно-побутовий корпус Дністровської ГАЕС:
а – фасад А-Н; б – розріз 1-1

Особливістю фундаментної конструкції цієї будівлі було те, що палеве поле розташовувалось в трьох рівнях будівельного майданчика (рис. 4.5, 4.6). Початковий варіант рішення фундаментної конструкції цієї будівлі – 124 бурюін'єкційні палі діаметром $d = 0,82$ м, що опираються на алевроліт. Крім того, палеве поле складалось із палей різної довжини (14,80 м, 12,73 м, 10,70 м), виконаних, відповідно, в трьох відмітках по висоті (з № 1 по № 24 – +82,800; з № 25 по № 85 – +80,730; з № 86 по № 124 – +77,700).

Вага даної будівлі, визначена за допомогою ПК «Ліра», складає 112840 кН. При кількості палей $n = 124$ шт. в середньому на 1 палю

припадає 910 кН. В дійсності такий варіант пальового поля з дуже великим запасом забезпечує вагу будівлі – рішення неекономічне. З огляду на відносно хороші ґрунтові умови було внесено пропозицію оптимізації пальового поля за рахунок корегування довжини паль, що дає можливість отримання значного економічного ефекту. За числовим МГЕ було розраховано несучу здатність пальового поля із врахуванням взаємовпливу активних зон сусідніх паль та урахуванням терасованої поверхні будівельного майданчика [70].

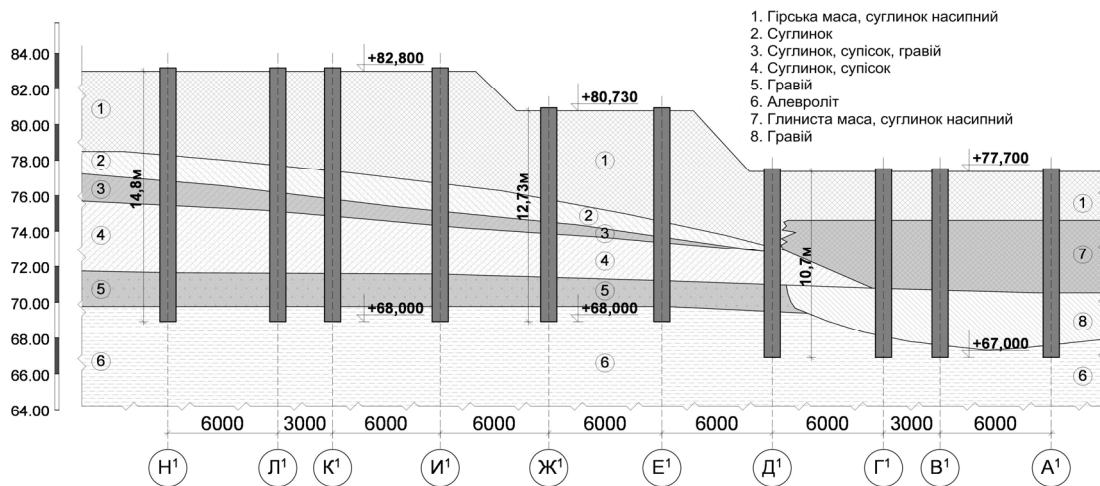


Рисунок 4.5 – Геологічний розріз та схема влаштування паль-стійок \varnothing 820 мм та довжиною 14,8 м, 12,73 м та 10,7 м

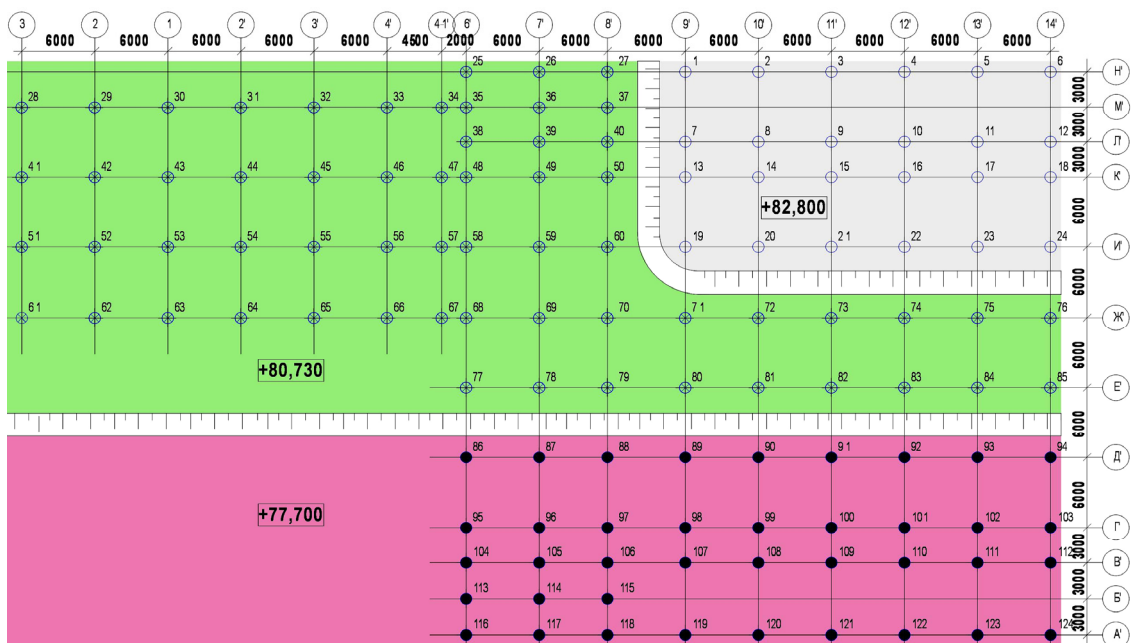


Рисунок 4.6 – Схема розташування 124-х бурін'єкційних паль \varnothing 820 мм, де різні кольори відповідають різним рівням будівельного майданчика

Вхідними параметрами моделі є координати розташування паль в пальному полі, довжина паль, а також фізико-механічні характеристики ґрунту ($E = 22,1$ МПа; $\nu = 0,34$; $\varphi = 0,48$ рад; $c = 5$ кПа; $\rho = 2,03$ т/м³; $\rho_{min} = 1,43$ т/м³; $\rho_{max} = 2,10$ т/м³ [54]).

В I-му запропонованому варіанті розрахунку було вирішено зменшити довжину паль: на найвищій терасі – з 14,8 м до 12,8 м (24 шт.); на середній терасі – з 12,73 м до 9 м (61 шт.); на найнижчій тарасі – з 10,7 м до 8,7 м (39 шт.). Сумарна несуча здатність такого пального поля за МГЕ складає 51041 кН при осіданні $S = 1$ см. При такій несучій здатності пального поля прогнозоване загальне осідання будівлі складає 2,21 см.

В II-му варіанті розрахунку було вирішено ще зменшити довжину паль: на найвищій терасі – 12 м (24 шт.); на середній терасі – до 8,2 м (61 шт.); на найнижчій тарасі – до 7,9 м (39 шт.) (див. рис. 4.6). Сумарна несуча здатність такого пального поля за МГЕ складає 48961 кН при осіданні $S = 1$ см. При такій несучій здатності пального поля прогнозоване загальне осідання будівлі складає 2,31 см.

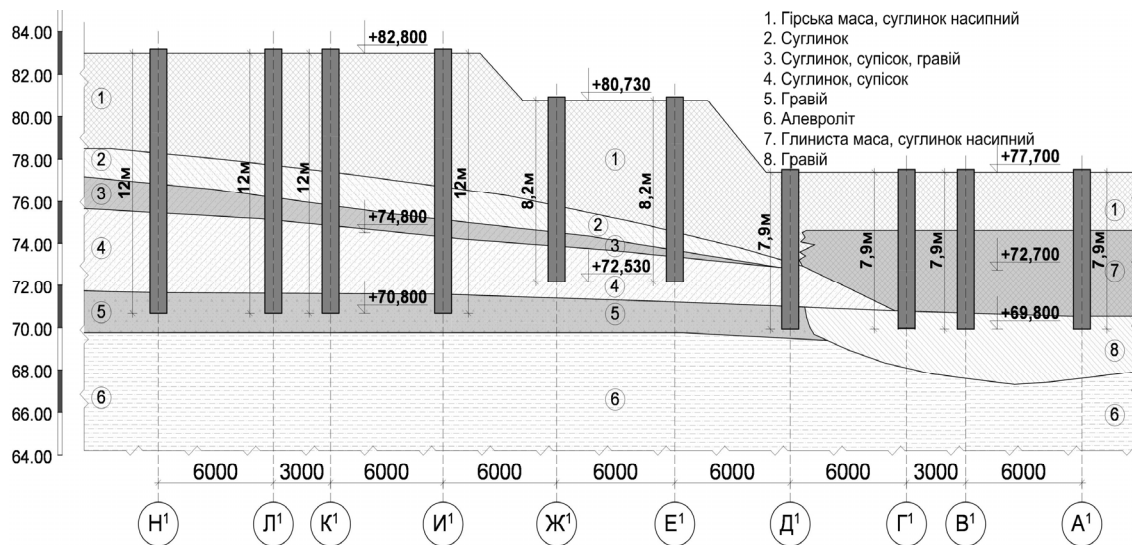


Рисунок 4.7 – Геологічний розріз та схема влаштування
 висячих паль $\varnothing 820$ мм та довжиною 12,0 м (24 шт.),
 8,2 м (61 шт.) та 7,9 м (39 шт.)

В III-му варіанті розрахунку з огляду на те, що відстань між деякими палями в поперечному напрямку близько $3d$ і взаємовплив між

ними в цьому випадку дуже значний (що знижує їх несучу здатність). З метою оптимізації пальового поля було вирішено додатково зменшити довжину деяких найбільш затиснутих в пальовому полі паль: на найвищій терасі – до 8 м (6 шт. з 24-ох); на середній терасі – до 6 м (10 шт. з 61-ї); на найнижчій терасі – до 5 м (12 шт. з 39-ти) (рис. 4.8, 4.9).

Сумарна несуча здатність такого пальового поля за МГЕ склала 49102 кН при осіданні $S = 1$ см. З результату видно, що загальна несуча здатність майже не змінилась від попереднього варіанту розрахунку. Це пояснюється тим, що зменшення довжини деяких найбільш затиснених паль сприяло більшій реалізації опору по боковій поверхні сусідніх паль, що підвищило їх несучу здатність. При такому варіанті пальового поля прогнозоване загальне осідання будівлі складає також близько 2,30 см.

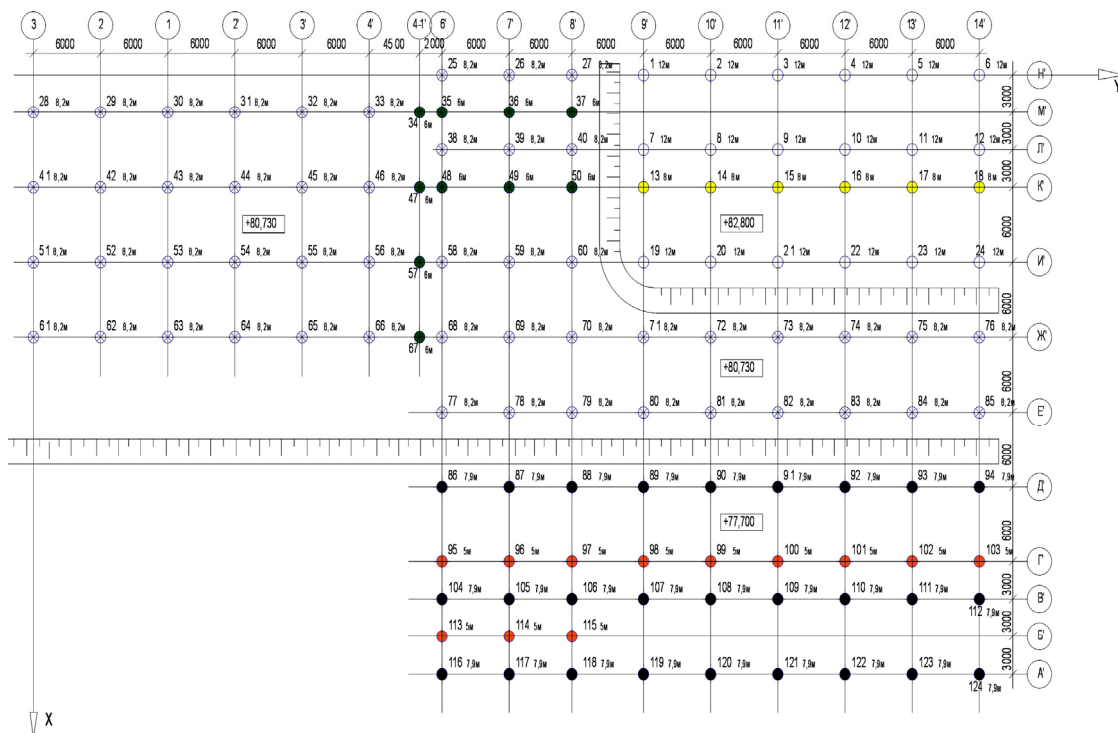


Рисунок 4.8 – Схема розташування 124-х паль $\varnothing 820$ мм на сходовій терасі буд. майданчика із вкороченими деякими палями на відмітках:
+82,800 - палі довж. 12 м (жовтий колір – палі довж. 8 м (6 шт.));
+80,730 - палі довж. 8,2 м (зелений колір – палі довж. 6 м (8 шт.));
+77,700 - палі довж. 7,9 м (червоний колір – палі довж. 5 м (12 шт.))

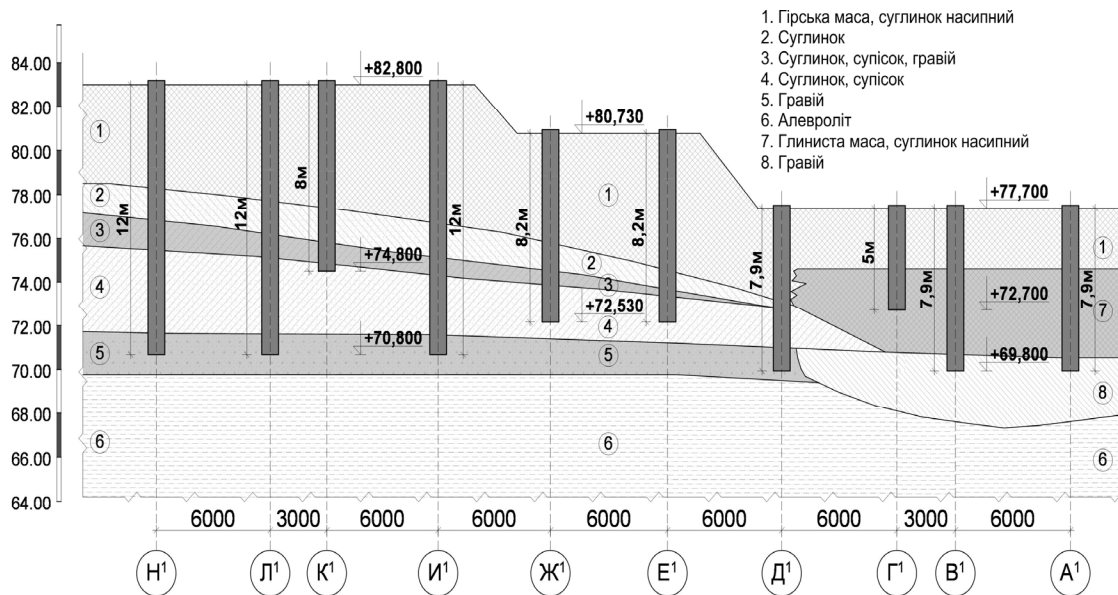


Рисунок 4.9 – Геологічний розріз та схема влаштування висячих паль \varnothing 820 мм та довжиною 12,0 м (8 м), 8,2 м (6 м) та 7,9 м (5 м)

Результати всіх трьох варіантів розрахунків наведено в табл. 4.1 [70].

Таблиця. 4.1 – Результати розрахунків по оптимізації пального поля Дністровської ГАЕС

Варіант розрахунку	Розташування паль по вертикалі	Довжини паль L, м	Кільк. паль	Прогнозоване осідання, см	Сумарна несуча здатність пального поля (S=1 см) F, кН
I	Палі в різних рівнях	12,8; 9,0; 8,7	124	2,21	51041
II	Палі в різних рівнях	12,0; 8,2; 7,9	124	2,31	48961
III	Палі в різних рівнях (довжина деяких додатково зменш.)	12,0 (8,0); 8,2 (6,0); 7,9 (5,0)	124	2,29	49102

Результати II-го та III-го варіантів розрахунку продемонстровано на фрагменті пального поля (найвища тераса) з 24-х шт. паль (рис. 4.10), де суцільною лінією позначено графік несучих здатностей паль II-го варіанту розрахунку, а пунктир – III-й варіант розрахунку (палі з № 13 по № 18 вкорочено до 8 м).

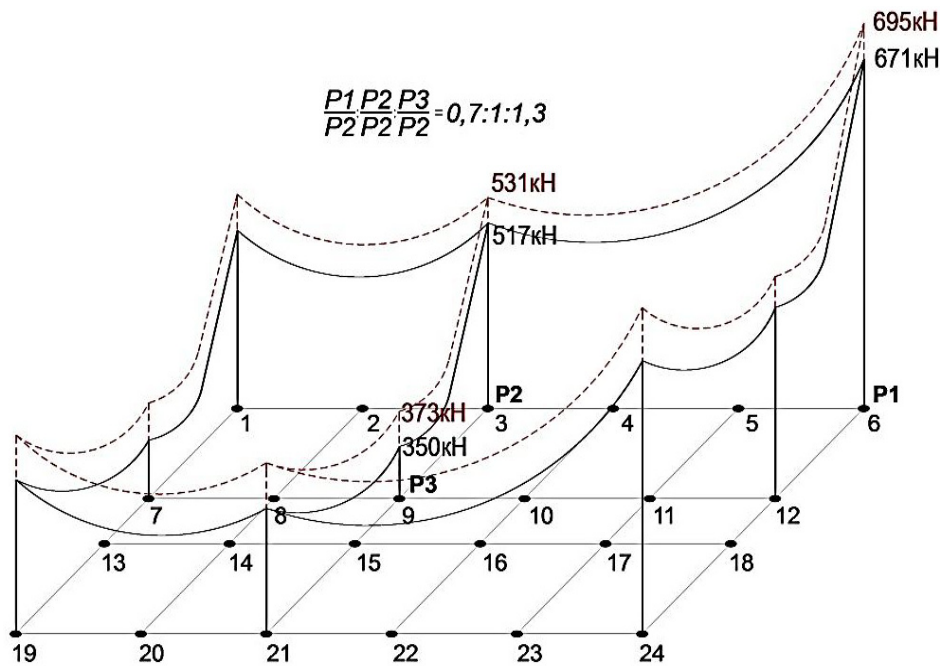


Рисунок 4.10 – Графік розрахунку фрагменту пальового поля із 24-х паль \varnothing 820 мм:

– (суцільна лінія) результати перерозподілу зусиль між палями фрагменту пальового поля із 24-х паль \varnothing 820 мм та $L = 12$ м (II-й варіант пальового поля);

– (пунктир) результати перерозподілу зусиль між палями фрагменту пальового поля із 18-ти паль \varnothing 820 мм та $L = 12$ м (з № 1 по № 12, з № 19 по № 24) та 6-ти паль \varnothing 820 мм при $L = 8$ м (з № 13 по № 18) (III-й варіант пальового поля)

Зменшення довжини деяких найбільш затиснених паль з 12 м до 8 м (з № 13 по № 18) сприяло більшій реалізації опору по боковій поверхні сусідніх паль (графік пунктиром, див. рис. 4.10), що підвищило їх несучу здатність. При цьому сумарна несуча здатність цього фрагмента пальового поля (найвища тераса) майже не змінилась і становить 10360 кН ($S = 1$ см) при II-му варіанті пальового поля та 10349 кН ($S = 1$ см) при III-му варіанті пальового поля.

Таким чином, найбільш економічно вигідним є III-й варіант розрахунку (сумарна несуча здатність 49102 кН), за яким влаштування пальового поля є найменш матеріалоемним і при цьому така фундаментна конструкція забезпечує допустиме значення загального осідання будівлі (2,29 см).

РОЗДІЛ 5 ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ЧИСЛОВИХ ДОСЛІДЖЕНЬ З ЕКСПЕРИМЕНТОМ

5.1 Використання методів сучасного моніторингу деформацій фундаментних конструкцій по визначенню осідання пального поля житлового будинку по вул. Лялі Ратушної в м. Вінниці

Як відомо, інструментальний моніторинг конструкцій і ґрунтових основ базується на 4-х основних типах.

1. Геодезичні виміри :
 - нівелювання;
 - сучасні цифрові датчики;
 - супутникові GPS-технології;
 - лазерне сканування об'єкта.

Використовуючи їх, можна знайти переміщення об'єкта в просторі, заміряти осідання і крен, що відповідають стану на момент заміру, але геодезичні виміри не дають конкретної динаміки поведінки об'єкта.

2. Інженерно-геологічні спостереження за станом ґрунтового масиву – це заміри в окремих свердловинах. Під фундаментальною плитою розташовуються сітки датчиків тиску на ґрунт. Ці спостереження дають можливість відслідковувати особливості динаміки об'єкта.

3. Забір навантажень і деформацій в конструкціях фундаменту і наземної частини – це вібраційні датчики напружень, що монтуються по осях X , Y , Z в ключових точках на арматуру в процесі будівництва в фундаментних плитах, стінах, пілонах, колонах будівлі. Сигнальні кабелі від датчиків зводяться в кімнату моніторингу, звідки здійснюється автоматичний моніторинг показників.

4. Сейсмометричні методики. За допомогою замірjувальних пристроїв – деформографи, нахиломіри, сейсмометри (акселерометри) – отримується миттєва картина стану об'єкта, спостереження її в часі дає різнобічну картину особливостей динаміки споруди.

Якщо перші три типи спостережень дають «пряму» інформацію, то IV тип потребує складної попередньої обробки.

Перевіркою точності розрахунків за МГЕ, які виконано з використанням розробленої програми розрахунку, є порівняння отриманих результатів з експериментальними даними.

Першим кроком було експериментальне випробування з визначення несучої здатності одиночної палі 10-поверхового житлового будинку по вул. Л. Ратушної в м. Вінниці. Схема пального поля даної будівлі показана на рис. 5.1 (лише палі довжиною 12 м).

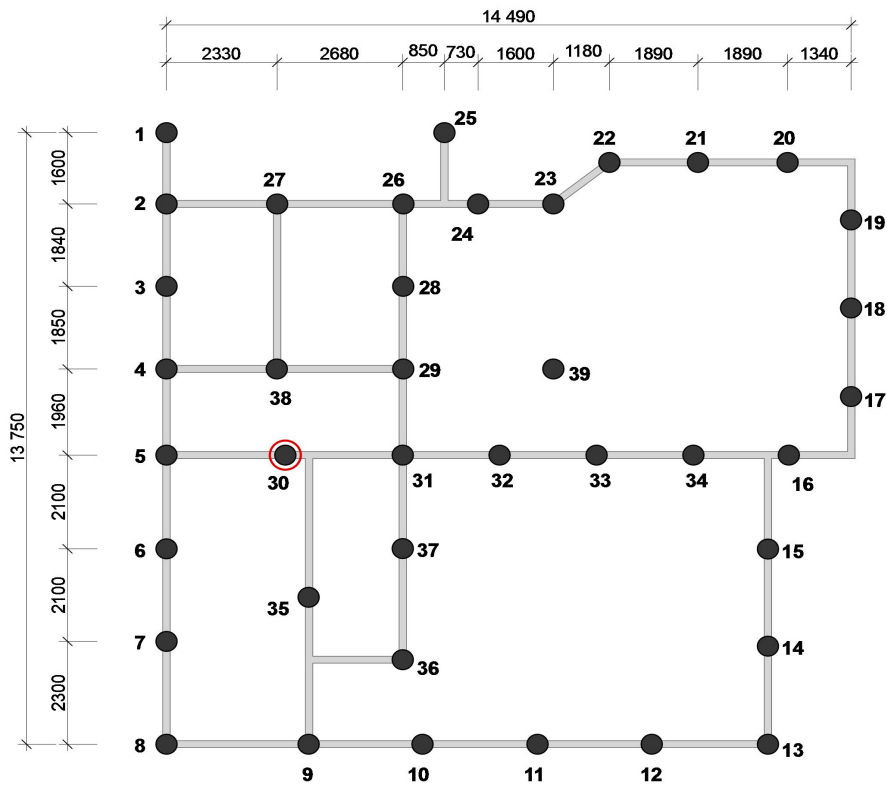


Рисунок 5.1 – Схема розташування бурін'єкційних паль пального поля будівлі (39 шт., \varnothing 620 мм, $L = 12$ м)

Експериментальне випробування здійснювалось у відповідності до вимог ГОСТ 5686-94 «ґрунти. Методи польових випробувань палями» (ДСТУ Б В.2.1-1-95) [34]. На рис. 5.2 наведена схема випробування палі статичним вдавлювальним навантаженням.

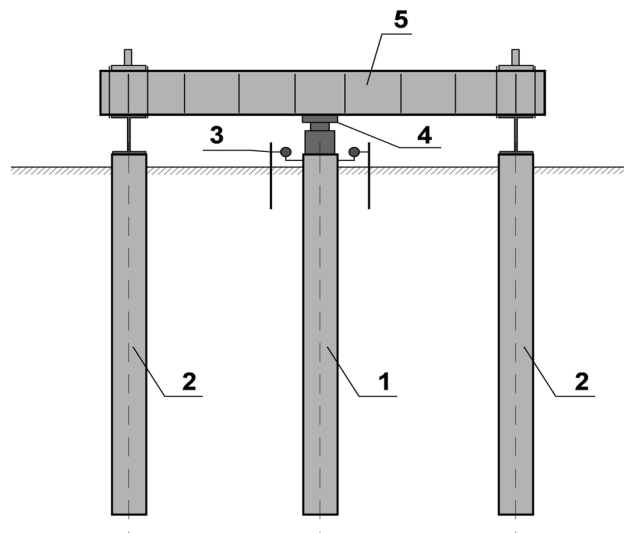


Рисунок 5.2 – Схема випробування палі статичним вдавлювальним навантаженням: 1 – випробовувана паля; 2 – анкерні палі; 3 – реперна система; 4 – домкрат; 5 – система опор, балок

До випробування статичним осьовим вдавлюванням взята бурин'єкційна паля № 30 \varnothing 620 мм, $L = 12$ м (див. рис. 5.1), а палі № 4, 6, 29, 37 використовувались як анкерні.

Палю навантажувала установка з гідравлічного домкрата (500 т), влаштована під системою балок, закріплених до анкерних паль.

Осідання вимірювалось за допомогою двох прогиномірів 6ПАО з точністю 0,01 мм (рис. 5.3). Заміри деформацій на кожному етапі навантаження виконувались відповідно до п. 8.2.2, 8.2.3 ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94) [34]. Розвантаження палі виконувалось у відповідності до п. 8.2.6 ДСТУ Б В.2.1-1-95.



а)



б)

Рисунок 5.3 – Випробування палі статичним вдавлювальним навантаженням (\varnothing 620 мм, $L = 12$ м): а – система балок, досліджувана паля, домкрат, анкерні палі; б – досліджувана паля, домкрат, 2 прогиноміра 6ПАО)

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів та інженерно-геологічний розріз наведено в додатку М. Середньозважені фізико-механічні характеристики ґрунту: $E = 12,2$ МПа; $\nu = 0,34$; $\rho = 1,55$ г/см³; $c = 20,0$ кПа; $\varphi = 19^{\circ}$ [54].

Результати випробування статичним осьовим вдавлюванням оди-
ничної палі $\varnothing 620$ мм, $L = 12$ м наведені в додатку Н. За результатами
випробування побудовано графік залежності навантаження-осідання
та розвантаження-осідання, який показано на рис. 5.4.

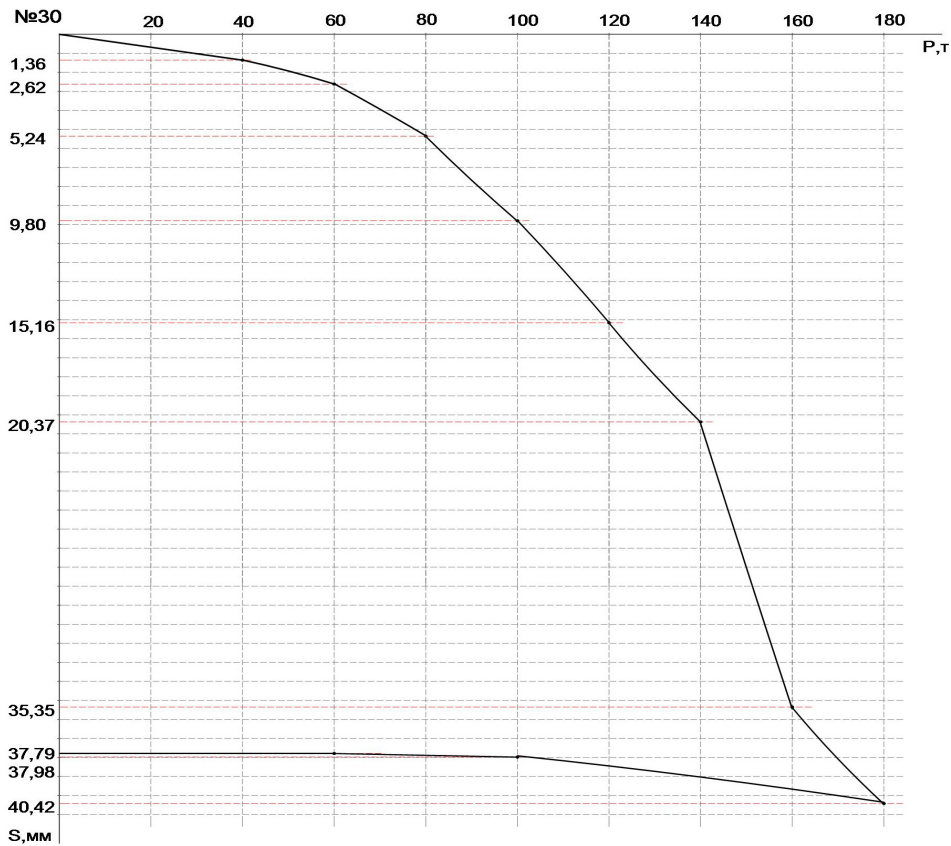


Рисунок 5.4 – Графік залежності «навантаження–осідання»
та «розвантаження–осідання» буроін'єкційної палі $\varnothing 620$ мм, $L = 12$ м

Порівняння експериментальних досліджень оди-
ничної палі з роз-
рахунком за МГЕ наведене в підрозділі 5.2.

Другим кроком експериментальних досліджень було визначення
загального осідання цієї будівлі та порівняння отриманих результатів
із результатами розрахунку за МГЕ, використовуючи напрацьовану
програму розрахунку. Загальне осідання будівлі, що розглядається,
визначалось методом геометричного нівелювання у відповідності до
вимог діючих ДБН [91].

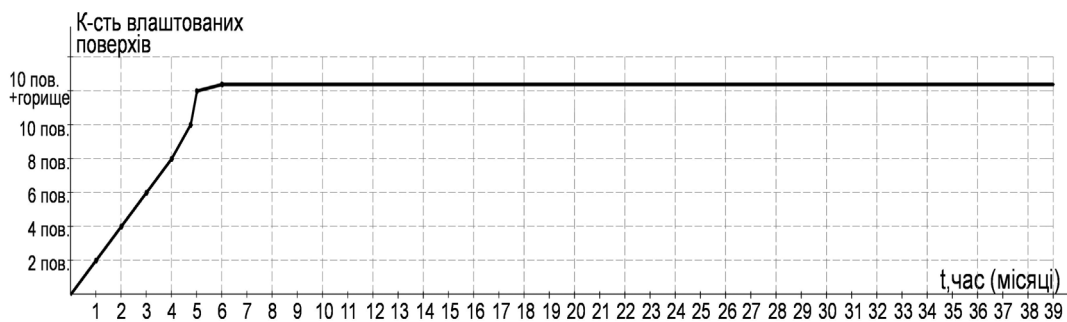
При проведенні геометричного нівелювання з метою визначення
осідання будівлі використовувався нівелір типу Н-05. Нівелювання
проводилось II-го класу точності методом замкнутого ходу, допусти-
ма нев'язка ± 1 мм у відповідності до ГОСТ 24846-81 [33] та ДБН
Б.В.1.3-2:2010 [91]. Будівля відносно невелика в плані ($15,5 \times 14$ м),
тому для визначення її осідання використовувалось 4 реperi, які за-

кладались на відстані 50–100 м від будівлі на відстані від проїздів з різних сторін будинку. Відмітка реперів порівнювалась із відмітками марок, влаштованих в ростверк фундаменту. Марки розташовувались згідно з розробленим планом марок по кутах будівлі та в місцях перетинів ростверків (перетин несучих стін) у відповідності з вищевказаних норм. Заміри осідань розпочинались відразу після влаштування фундаментних конструкцій, продовжувались під час спорудження будівлі та після здачі її в експлуатацію до стабілізації осідань.

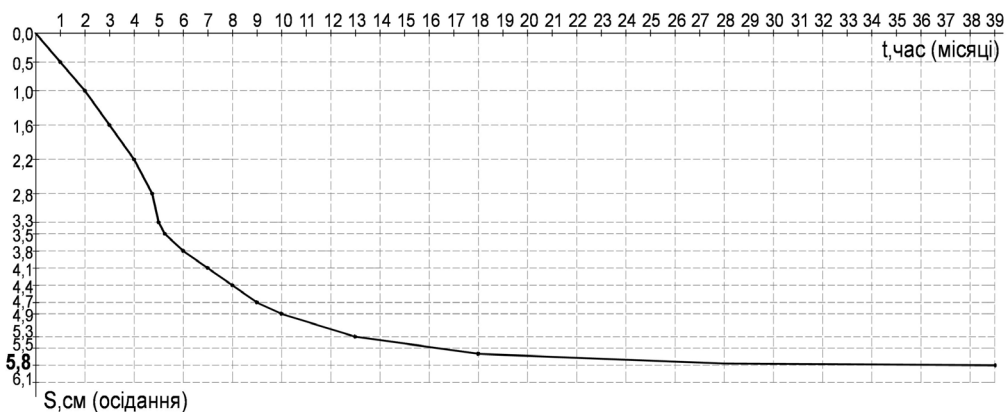
За результатами геометричного нівелювання побудовано графік завантаження основи (рис. 5.5а) та графік залежності середнього осідання будівлі від часу (рис. 5.5б).

Крива осідань майже паралельна осі асимптот, що свідчить про відносну стабілізацію осідань. Загальне середнє осідання цієї будівлі за результатами геометричного нівелювання склало 5,8 см.

Порівняння результатів експериментальних даних випробування несучої здатності одиночної палі та загального осідання будівлі з результатами розрахунків за МГЕ продемонстровані нижче в підрозділі 5.2.



а)



б)

Рисунок 5.5 – Графіки: а) графік завантаження основи;
б) розвиток осідань будівлі в часі (пальове поле з 69 шт. паль (39 шт. – \varnothing 620 мм, $L = 12$ м; 30 шт. – \varnothing 420 мм, $L = 17$ м))

5.2 Прогнозування за МГЕ впливу довжини та діаметра паль на їх несучу здатність та порівняння результатів розрахунку з експериментом

В цьому підрозділі за МГЕ проведено дослідження з визначення оптимальної кількості та довжини паль пального поля 10-поверхового житлового будинку по вул. Л. Ратушної в м. Вінниці (рис. 5.6). А також проведено порівняння результатів досліджень з експериментальними даними.

Геологічну ситуацію основи будівельного майданчика, як уже зазначалося в підрозділі 5.1, описували такі середньозважені фізико-механічні характеристики ґрунту: $E = 12,2$ МПа; $\nu = 0,34$; $\rho = 1,55$ г/см³; $c = 20,0$ кПа; $\varphi = 19^\circ$ [54].

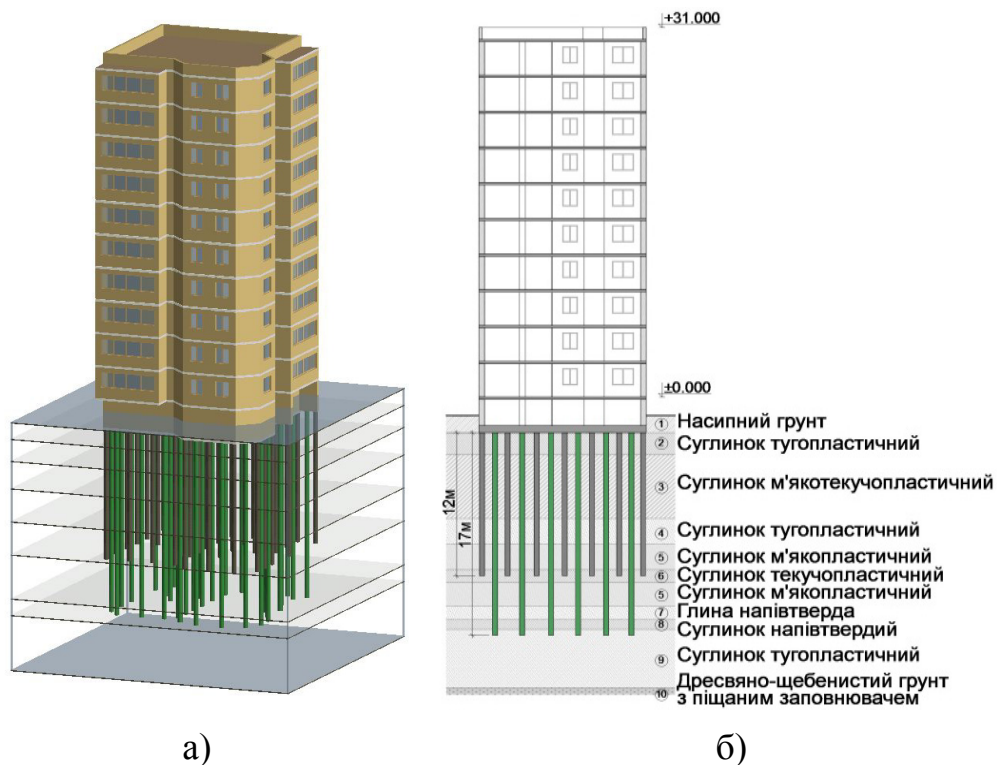


Рисунок 5.6 – 10-поверховий житловий будинок по вул. Л. Ратушної в м. Вінниці: а – 3D-модель будинку із палевим полем (палі 12 м та 17 м) та модель ґрунтової основи; б – розріз по будівлі та схема влаштування паль в ґрунтовий масив (палі 12 м та 17 м)

Перший варіант фундаментної конструкції будівлі, що було запропоновано інженерами у відповідності до сучасних нормативних

документів, було пальове поле з 39 шт. буроін'єкційних висячих паль $\varnothing 620$ мм, $L = 12$ м (див. рис. 5.1).

Проведено експеримент з визначення несучої здатності одиначної палі № 30 такого пальового поля (статичне осьове вдавлювання).

Процес експериментального випробування даної палі описано в підрозділі 5.1.

З метою визначення розрахункового значення несучої здатності палі № 30 із залученням МГЕ на рис. 5.7 наведена схема дискретизації ґрунтового масиву під окремо працюючою пальюю.

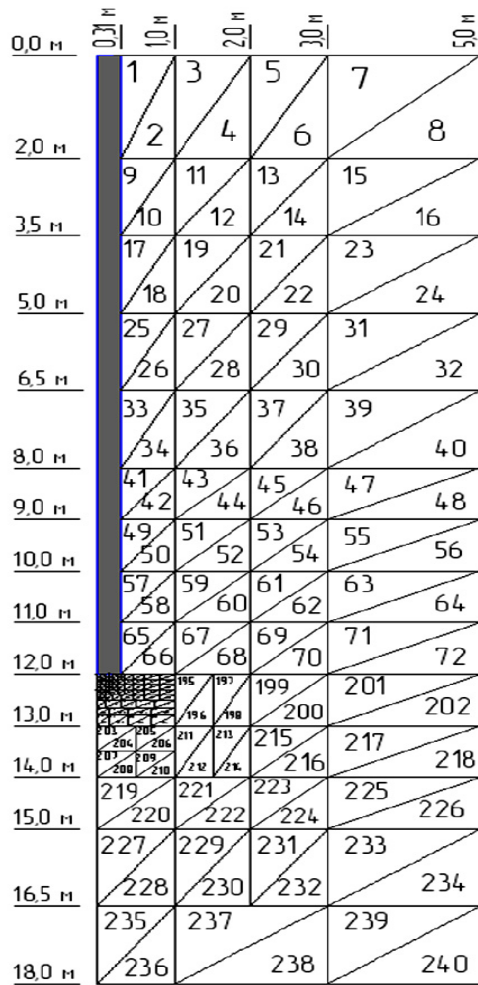


Рисунок 5.7 – Схема дискретизації ґрунтового масиву під подошвою та по боковій поверхні палі

Експериментальні дослідження роботи одиначної буроін'єкційної палі безпосередньо на будівельному майданчику показали несучу здатність 1030 кН. Розрахунок одиначної палі за числовим методом гранич-

них елементів для таких ґрунтових умов будівельного майданчика склав 990 кН. На рис. 5.8 показано порівняння даних експериментальних досліджень та числового моделювання за МГЕ для одиночної палі [60].

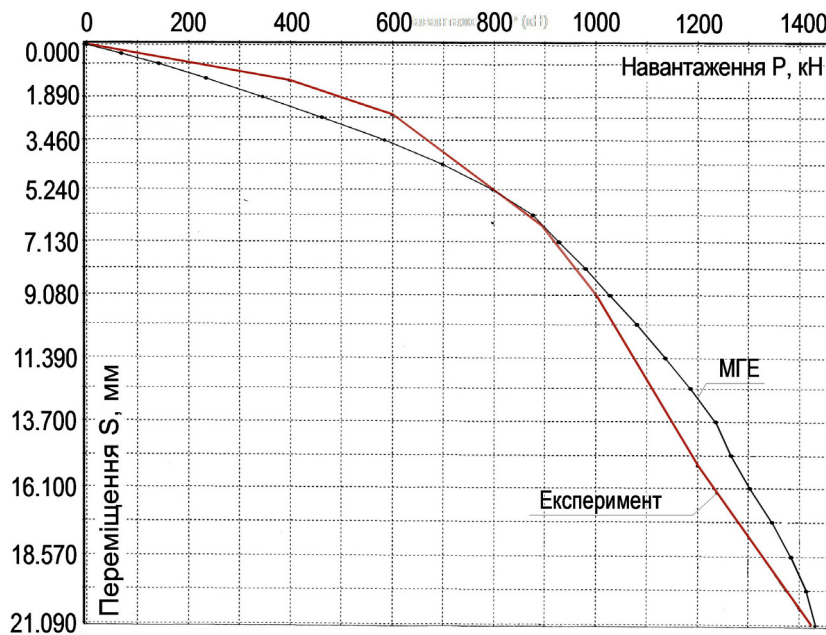


Рисунок 5.8 – Порівняння даних експериментальних досліджень та числового моделювання за МГЕ для одиночної палі ($L = 12$ м, $\varnothing 620$ мм)

Розрахунок цього пального поля за МГЕ з урахуванням взаємодії активних зон сусідніх паль показав загальну несучу здатність 5363 кН при $S = 1$ см. Оскільки вага будівлі (розрахована за ПК «Ліра») $P = 42100$ кН, очікуване осідання склало $S = 7,85$ см.

З метою зменшення величини осідання будівлі проєктантами була внесена пропозиція додаткового введення в палове поле ще 36 шт. буроін'єкційних паль ($L = 17$ м, $\varnothing 420$ мм) (рис. 5.9). Прогноз осідання за МГЕ такого пального поля показав, що цей варіант несуттєво покращує його роботу через значний взаємовплив активних зон сусідніх паль (палі дуже близько розташовані ($1,5d$)). Його несуча здатність за МГЕ – 6387 кН при $S = 1$ см, а прогнозоване загальне осідання будівлі – $S = 6,52$ см.

Аналізуючи результати розрахунку, несучі здатності деяких паль виявились дуже низькими за значенням, це пояснюється тим, що палі опинились дуже затисненими між собою і взаємовплив між ними в цьому випадку досить значний, що знижує їх несучу здатність. В зв'язку з цим палове поле було додатково оптимізовано. Згідно з да-

ними розрахунку за МГЕ несучої здатності кожної палі пального поля, з нього запропоновано вилучити 6 палей із найменшими значеннями зусиль, що виникають.

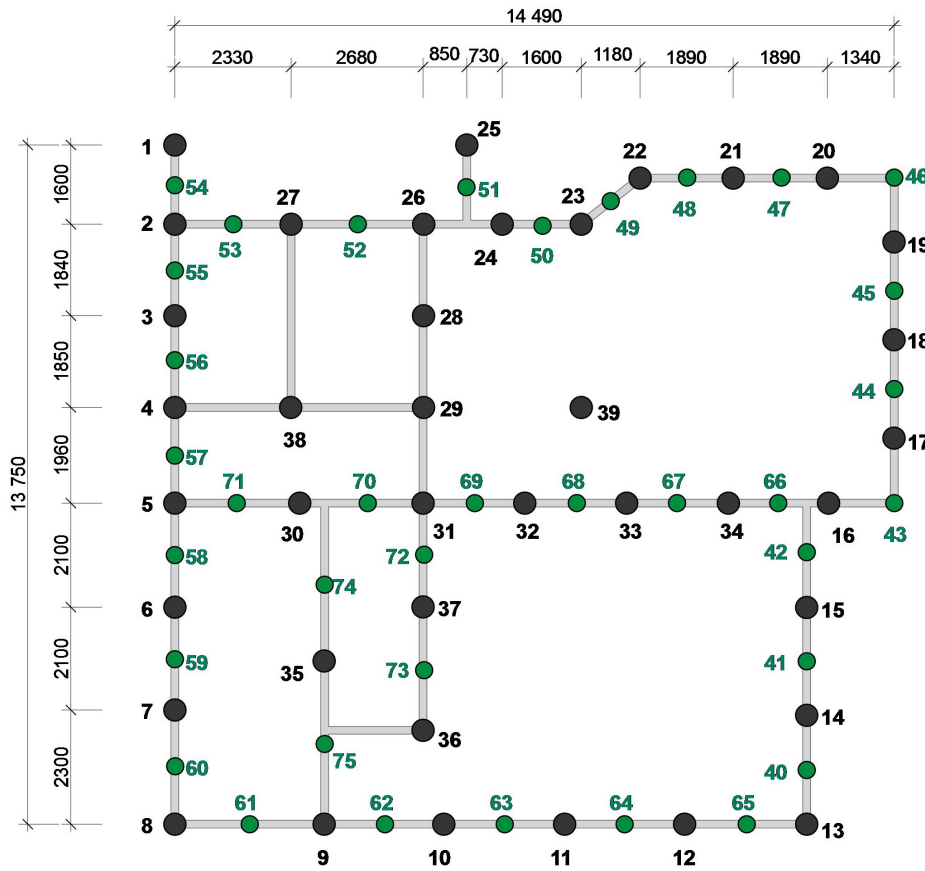


Рисунок 5.9 – Схема розташування палей пального поля будівлі
(від № 1 до № 39 – \varnothing 620 мм, $L = 12$ м;
від № 40 до № 75 – \varnothing 420 мм, $L = 17$ м)

Числові дані останнього варіанту розрахунку несучої здатності палей пального поля наведені в табл. 5.1 (від 1 до 39 палей – $L = 12$ м, \varnothing 620 мм; від 40 до 69 палей – $L = 17$ м, \varnothing 420 мм). Сумарна несуча здатність такого пального поля (39 + 30 палей) – 6326 кН, при $S = 1$ см очікуване осідання для ваги будівлі $P = 42100$ кН – $S = 6,65$ см, що менше допустимих 8 см згідно з ДБН В.2.1-10-2009 [74].

Результати всіх варіантів розрахунку пального поля за МГЕ наведено в табл. 5.2.

Економічний ефект від останнього варіанту проектного рішення склав 35412 грн.

Для врахування роботи стрічкового ростверка також було використано сформовану програму розрахунку «Розрахунок стрічкового фундаменту за методом скінчених різниць (МСР)». Результати числових досліджень перерозподілу зусиль знаходяться у відповідності до нормативних документів та експериментальних досліджень А. О. Бартоломея [7], за якими кутова палія сприймає навантаження майже вдвічі більше, ніж центральна. Співвідношення між навантаженням на кутову–крайню–центральну палі склало 1,2–1–0,6. Також це збігається з даними Московських нормативних документів з перерозподілу зусиль в пальному полі [73].

Таблиця 5.1 – Результати розрахунку пального поля із 69 шт. палі (39 шт. – \varnothing 620 мм, $L = 12$ м; 30 шт. – \varnothing 420 мм, $L = 17$ м)

№ палі	Зусилля в палі P , кН	№ палі	Зусилля в палі P , кН	№ палі	Зусилля в палі P , кН	№ палі	Зусилля в палі P , кН	№ палі	Зусилля в палі P , кН
1	90,351	16	27,810	31	19,710	46	196,783	61	183,681
2	22,860	17	59,557	32	25,684	47	157,334	62	107,623
3	38,301	18	56,896	33	28,008	48	144,961	63	120,810
4	42,687	19	84,191	34	22,331	49	122,602	64	123,544
5	54,320	20	84,726	35	46,717	50	92,501	65	93,488
6	77,301	21	65,335	36	45,296	51	118,667	66	95,365
7	81,849	22	72,284	37	25,362	52	154,333	67	99,877
8	111,562	23	65,627	38	48,003	53	128,928	68	92,589
9	71,295	24	53,966	39	47,006	54	112,432	69	107,694
10	65,033	25	73,522	40	185,317	55	150,782		
11	68,765	26	44,666	41	136,571	56	184,045		
12	87,212	27	55,786	42	125,272	57	155,017		
13	111,909	28	47,775	43	149,752	58	130,757		
14	72,925	29	42,753	44	142,126	59	156,476		
15	48,957	30	43,720	45	150,765	60	174,162		

Таблиця 5.2 – Результати варіантів розрахунку пального поля за МГЕ

Варіант пального поля	Кількість палів \varnothing 620 мм, $L = 12$ м	Кількість палів \varnothing 420 мм, $L = 17$ м	Загальна кількість палів	Несуча здатність пального поля (при $S = 1$ см) F , кН	Загальне осідання S , см
Палі однакової довжини	39 шт.	–	39 шт.	5363	7,85
Палі різної довжини	39 шт.	36 шт.	75 шт.	6387	6,52
Палі різної довжини	39 шт.	30 шт.	69 шт.	6326	6,65
Експериментальне значення осідання	39 шт.	30 шт.	69 шт.	–	5,80

Проведення інструментального геодезичного моніторингу будівлі методом геометричного нівелювання давало переміщення будівлі на момент заміру. Спостереження цього процесу в часі виявило картину особливості динаміки переміщень споруди (див. рис. 5.5).

Загальне середнє осідання цієї будівлі за результатами геометричного нівелювання склало 5,8 см. Як зазначалось вище, очікуване осідання, розраховане за МГЕ, склало 6,6 см. Різниця отриманих результатів становить лише 8 мм та іде в запас міцності, а результати, отримані за МГЕ, свідчать про адекватність розрахунку загального осідання в порівнянні з експериментальними даними.

Таким чином, розрахунок за МГЕ пального поля 10-поверхового житлового будинку по вул. Л. Ратушної в м. Вінниці з урахуванням взаємодії палів в пальному полі, різного їх діаметра та довжини, при конкретних ґрунтових умовах, дає можливість відслідкувати резерви несучої здатності пального поля. Проектне рішення від впровадження напрацьованої методики та програми розрахунку пального поля цієї будівлі за рахунок зменшення кількості палів та їх довжини дало економічний ефект 35412 грн. Результати розрахунку несучої здатності одиночної палі та загального осідання будівлі за МГЕ є достатньо близькими до результатів експериментальних досліджень (5,8 см – експериментальні дані; 6,6 см – розрахунок за МГЕ), що свідчить про адекватність напрацьованої моделі розрахунку.

ВИСНОВКИ

1. Задача удосконалення методики вибору відстані між палями пальового поля і довжини паль з метою отримання ефективного проектного рішення потребує розвитку математичної моделі прогнозування НДС пальового поля будівлі з урахуванням взаємодії активних зон сусідніх паль. Запропоновано методику числового моделювання перерозподілу зусиль в пальовому полі будівель за МГЕ. Відстеження характеру перерозподілу зусиль між палями дозволяє більш ефективно використовувати резерви несучої здатності фундаментних конструкцій висотних будівель.

2. Приведено алгоритм розрахунку роботи висячої палі в ґрунті за числовим МГЕ та його числова реалізація. Удосконалено теоретичні засади технології отримання НДС. Досліджено процес формування матриці впливу МГЕ (матриці піддатливості з точки зору будівельної механіки) ґрунтової основи. Встановлено, що в розрахунках за МГЕ неврахування впливу радіальних напружень бокової поверхні при дії на палю вертикального навантаження прогнозує зниження несучої здатності палі на 3–4 % в запас міцності. Таким чином, з достатньою для практичного використання точністю можна компонувати матрицю впливу МГЕ із чотирьох складових.

3. Розроблено теоретичні засади компоновки матриці впливу МГЕ при роботі групи паль з врахуванням активних зон сусідніх паль пальового поля. Встановлено, що для найбільш затиснених паль в пальовому полі коефіцієнти матриці впливу суттєво збільшуються, це веде до зменшення несучої здатності цих паль в 2–2,5 рази в порівнянні з менш затисненими периферійними палями. Встановлено за МГЕ закономірності перерозподілу зусиль між палями в залежності від довжин паль, їх діаметрів, фізико-механічних властивостей ґрунтів, відстані між палями.

4. Встановлено згідно числових досліджень за МГЕ зон взаємовпливу сусідніх паль із залученням методу градієнтного спуску, що за умови різної величини зон взаємовпливу, при відстані між палями більше $11d$ (суглинки) взаємовплив паль практично не спостерігається.

5. Визначений математичною моделлю за МГЕ перерозподіл зусиль між палями пальового поля $1,26-1-0,601$ (кутова паля – середня крайня – центральна) співпадає з нормативними значеннями $(1,26-1-0,6)$ згідно норм та результатами числових досліджень за МСЕ $(1,48-$

1–0,8), а також з експериментальними дослідженнями А. О. Бартоломея (1,2–1–0,6). Дослідження роботи пальового поля будівлі за напрацьованою математичною моделлю дозволяє адекватно прогнозувати характер НДС та несучу здатність пальового поля з урахуванням взаємовпливу активних зон сусідніх паль, а раціональне розташування паль в пальовому полі відкриває можливість кращої реалізації сил бокового тертя в палях, піднімає їх несучу здатність і дає можливість отримання більш економічне рішення фундаментних конструкцій.

6. Встановлено при розрахунку опору пальового поля 10-ти поверхового житлового будинку в мікрорайоні «Поділля» м. Вінниці, що збільшений крок паль (4...6d), в порівнянні з рекомендованим в ДБН (3...4d), дає можливість краще включити в роботу бокову поверхню центральних паль, що, в свою чергу, дозволяє отримати значний економічний ефект (188000 грн.) в результаті оптимізації пальового поля та виявити резерви його несучої здатності (702 шт. (3...4d) – сумарна несуча здатність при $S = 1$ см – 51219 кН, 467 шт. (4...6d) – сумарна несуча здатність при $S = 1$ см – 56437 кН).

7. Вдосконалено модель та програму розрахунку несучої здатності пальового поля з урахуванням взаємовпливу між палями для врахування в межах пальового поля паль різного діаметру, довжини та нерівномірної поверхні будівельного майданчика. Результати розрахунку підтвердили наявність суттєвого перерозподілу зусиль між палями (1,3–1–0,7). Зменшення довжини деяких найбільш затиснених паль (з 12 м до 8 м) сприяло кращій реалізації опору по боковій поверхні сусідніх паль, що підвищило їх несучу здатність. При цьому сумарна несуча здатність і загальне середнє осідання даного пальового поля майже не змінились.

8. Проведено порівняння дослідженої за МГЕ роботи пальового поля 10-поверхового житлового будинку по вул. Л. Ратушної в м. Вінниці з експериментальними даними. Проектне рішення від впровадження напрацьованої методики та програми розрахунку пальового поля даної будівлі з врахуванням взаємодії паль різної довжини та діаметру дало можливість зменшити кількості паль та їх довжину (економічний ефект 35412 грн.). Результати розрахунку несучої здатності одиночної палі та загального осідання будівлі за МГЕ є достатньо близькі до результатів експериментальних досліджень (5,8 см – експериментальні дані; 6,6 см – розрахунок за МГЕ), що свідчить про адекватність напрацьованої моделі розрахунку.

ЛІТЕРАТУРА

1. Алейников С. М. МГЕ в контактных задачах для упругих пространственно-неоднородных оснований / С. М. Алейников. – М. : Изд-во АСВ, 2000. – 754 с.
2. Андрухов В. М. Аналіз напружено-деформованого стану елементів каркасу багатоповерхових будівель при врахуванні в розрахункових схемах характеристик підвалін / В. М. Андрухов, І. М. Меть, А. В. Ніцевич // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві: Науково-технічний збірник. – Вінниця : УНІВЕРСУМ-Вінниця. – 2006. – № 3. – С. 96–104.
3. Балсон Ф. С. Заглублённые сооружения: статическая и динамическая прочность / Ф. Балсон. – М. : Стройиздат, 1991. – 241 с.
4. Барвашов В. А. Чувствительность системы «основание–сооружение» / В. А. Барвашов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 3. – С. 10–15.
5. Бартоломей А. А. Влияние характера нагружения на результаты расчета осадки свай и свайных фундаментов / А. А. Бартоломей, И. М. Омельчак // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 5. – С. 2–6.
6. Бартоломей А. А. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов из призматических свай / А. А. Бартоломей, А. В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 3. – С. 28–30
7. Бартоломей А. А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимых осадках / А. А. Бартоломей. – М. : Стройиздат. 1982. – 320 с.
8. Бахолдин Б. В. Особенности расчета фундаментов из буронабивных свай / Б. В. Бахолдин, П. И. Ястребов, Е. А. Парфёнов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 6. – С. 12–17.
9. Бахолдин Б. В. Методика контроля буронабивных свай по результатам их динамических испытаний / Б. В. Бахолдин, А. В. Драницын // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 1. – С. 16–21.
10. Бенерджи П. К. Метод граничных элементов в прикладных науках : пер. с англ. / П. К. Бенерджи, Р. Баттерфилд. – М. : Мир, 1984. – 494 с.
11. Березанцев В. Г. Расчет оснований сооружений / В. Г. Березанцев. – Л. : Стройиздат. – 1970. – 206 с.
12. Бойко І. П. Вплив розташування паль на НДС захисних підпорних стінок / І. П. Бойко, В. М. Ключка // Міжвідомчий науково-

технічний збірник Будівельні конструкції. – Вип. 61, т. 2. – 2004. – С. 283–286.

13. Бойко І. П. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при прибудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І. П. Бойко, В. О. Сахаров // Основи і фундаменти : Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К. : КНУБА, вип. 28, 2004. – С. 3–10.

14. Бойко И. П. Напряженно-деформированное состояние упруго-пластического, дилатирующего основания свайных фундаментов / И. П. Бойко // Основания и фундаменты. Вып. 19. – К. : Будівельник, 1986. – С. 7–9.

15. Бойко И. П. Осадки спайного поля / И. П. Бойко, С. В. Тиунов // Основания и фундаменты. Республиканский межведомственный научно-технический сборник. – Вып. 21 – К. : КИСИ, 1988. – С. 13–15.

16. Бойко І. П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою / І. П. Бойко // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 30 – К. : КНУБА, 2006. – С. 3–8.

17. Бойко И. П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании / И. П. Бойко // Диссер. докт. техн. наук. 05.23.02. – М. : НИИОСП, 1988. – 372с.

18. Бойко И. П. Теоретические основы проектирования свайных фундаментов на упруго-пластическом основании / И. П. Бойко // Основания и фундаменты. – К. : Будівельник, 1985. – № 18. – С. 11–18.

19. Бреббия К. Методы граничных элементов / К. Бреббия, Ж. Телес, Л. Вроубел : пер. с англ. Л. Г. Корнейчука под ред. Э. И. Григолюка. – М. : Мир, 1987. – 524 с.

20. Бреббия К. Применения МГЕ в технике / К. Бреббия, С. Уокер. М. : Мир, 1982. – 247 с.

21. Василенко А. Ю. О распределении нагрузки между отдельными сваями в кусте / А. Ю. Василенко // Основания, фундаменты и механика грунтов. Республиканский межведомственный сборник – № 11. – К. : Будівельник, 1978.

22. Верюжский Ю. В. Методы анализа безопасности объекта «Укрытие» / Ю. В. Верюжский // Науково-технічний збірник Проблеми чорнобильської зони відчуження. – Вип. 6, 1998. – С. 58–70.

23. Верюжский Ю. В. Численные методы потенциала в некоторых задачах прикладной механики / Ю. В. Верюжский. – К. : Вища школа, 1978. – 183 с.

24. Визначення основних параметрів геологічної ситуації основи / [А. С. Моргун, А. В. Ніцевич, І. М. Меть, О. Е. Тимошенко] // Сучасні

технології, матеріали і конструкції в будівництві: Науково-технічний збірник. – Вінниця : УНІВЕРСУМ-Вінниця. – 2008. – № 5. – С. 63–67.

25. Голубков В. Н. Исследование процесса формирования зоны деформаций в основаниях одиночных свай / В. Н. Голубков // Основания и фундаменты. – Вып. 4. – К. : Будівельник. – 1971.

26. Гончаров Б. В. Об эффективности фундаментов в вытормбованных котлованах в непросадочных глинистых грунтах / Б. В. Гончаров, О. В. Галимнурова, Н. Б. Гареева // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2007. – № 1. – С. 13–15.

27. Городецкий А. С. Информационные технологии расчёта и проектирования строительных конструкций : учеб. пособ. / А. С. Городецкий, В. С. Шмуклер, А. В. Бондарев. – Харьков : НТУ ХПИ, 2003. – 889 с.

28. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К. : Факт, 2005. – 344 с.

29. Городецкий А. С. Сходимость метода конечных элементов для задач нелинейной теории упругости / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров, В. С. Карпиловский. – К. : Деп. в УкрНИИТИ, 1980. – № 2194. – 9 с.

30. Готман Н. З. Определение параметров свайного поля из забивных свай / Н. З. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 2. – С. 2–6.

31. Григорян А. А. О безопасности строительства на глинистых грунтах по первому предельному состоянию / А. А. Григорян // ОФМГ. – М. : Строиздат, 2006. – №5 – С. 20 – 25.

32. Григорян А. А. О некоторых особенностях проектирования свайных фундаментов в грунтовых условиях II типа по просадочности / А. А. Григорян // ОФМГ. – М. : Стройиздат, 2005. – №1. – С.21–25.

33. Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений: ГОСТ 24846-81. – М. : Стройиздат, 1982. – 15 с.

34. Грунты. Методы полевых испытаний сваями: ГОСТ 5686-94. – М. : Стройиздат, 1996. – 52с.

35. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – М. : Стройиздат. – 1981. – 319 с.

36. Дарков А. В. Строительная механика / А. В. Дарков, Н. Н. Шапошников. – М. : Высшая школа. 1986. – 607 с.

37. Жемочкин Б. М. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б. М. Жемочкин, А. П. Синицин. – М. : Стройиздат, 1962. – 239 с.

38. Зарецкий Ю. К. Вязко-пластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю. К. Зарецкий. – М. : Стройиздат, 1988. – 320 с.

39. Зоценко М. Л. Підсилення основ і фундаментів при реконструкції будівель / М. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников, О. В. Борт // Бетон и железобетон в Украине. – К. : 2006. – № 1. – С. 2–8.
40. Информатика. Информационные технологии в строительстве. Системы автоматизированного проектирования : учеб. для студ. высших уч. зав. / В. А. Баженов, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер, О. В. Шишов. – К. : Каравела, 2004. – 360 с.
41. Інформаційні технології в будівництві. Системи автоматизованого проектування / [В. А. Баженов, Е. Е. Криксунов, А. В. Перельмутер, О. В. Шишов.]. – К. : Каравелла, 2004. – 357 с.
42. Копейкин В. С. Расчет осадок фундаментов с учетом величия напряженного состояния на характеристики деформируемого грунта / В. С. Копейкин, В. Ф. Сидорчук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М. : Строиздат, 1993. – №4. – С. 8–14.
43. Корниенко Н. В. Определение просадочности лессовых грунтов по физическим показателям / Н. В. Корниенко, А. В. Пятков // Основания и фундаменты. Республиканский межведомственный научно-технический сборник. – Вып. 21. – К. : КИСИ, 1988. – С. 28–38.
44. Криксунов Э. З. О расчетных моделях сооружений и возможностях их анализа. CAD Master [Электронный ресурс] / Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер. – 2000. – № 3. – С. 38–43. – Режим доступа: http://csf.ru/file/tpxiMsktagvovrpv7790842/cm_03_rasch_modeli.pdf.
45. Кузьменко В. Г. Поведение грунта междусвайного пространства при осадке свай / В. Г. Кузьменко // Основания и фундаменты. Республиканский межведомственный научно-технический сборник. – Вып. 9. – К. : Будівельник. КИСИ, 1976. – С. 46–48.
46. Купрадзе В. Д. Методы потенциала в теории упругости / В. Д. Купрадзе. – М. : Физматгиз, 1963.
47. Луга А. А. О повышении эффективности и экономичности свайных фундаментов / А. А. Луга // Транспортное строительство. – 1978. – № 8. – С. 12–14.
48. Мангушев Р. А. Плитно-свайный фундамент для здания повышенной этажности / Р. А. Мангушев, А. Б. Фадеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. – № 1. – С. 15–19.
49. Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Программный комплекс «ЛПА-Windows» / [А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров, Е. Б. Стрелец-Стрелецкий и др.]. – К. : ФАКТ, 1997. – 138 с.
50. Миндлин Р. Сосредоточенная сила в упругом полупространстве / Р. Миндлин, Д. Чень // Сб. сокращ. переводов иностр. период. лит. : [Механика]. – М. : Изд. иностранной литературы, 1952. – С. 118–133.

51. Миронов В. А. Прочность и деформируемость грунтов при сложном напряженном состоянии / В. А. Миронов, О. Е. Софьин, А. Н. Гудий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 4. – С. 5–9.
52. Михлин С. Г. Вариационные методы математической физики / С. Г. Михлин. – М. : Наука, 1970. – 512 с.
53. Моргун А. С. Взаємодія буронабивних паль з ґрунтом за методом граничних елементів / А. С. Моргун, О. Е. Тимошенко // Вісник ВПІ. – 2009. – № 5.
54. Моргун А. С. Визначення кінематичних характеристик для прикладних задач геомеханіки / А. С. Моргун, І. М. Меть, А. В. Ніцевич // Збірник наукових праць «Галузеве машинобудування, будівництво» / Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка / Вип. 4 (34), Т. 1. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – С. 178–182.
55. Моргун А. С. Комп'ютерна технологія розрахунку паль пальового поля висотних будівель із збільшеним кроком паль / А. С. Моргун, А. В. Ніцевич, І. А. Моргун // Вісник ВПІ. – 2007. – № 5. – С. 41–44.
56. Моргун А. С. Комп'ютерні технології розрахунку фундаментних конструкцій на основі методу граничних елементів : монографія / А. С. Моргун, І. М. Меть, А. В. Ніцевич. – Вінниця : ВНТУ, 2009. – 162 с.
57. Моргун А. С. Метод граничних елементів в розрахунках паль. А. С. Моргун. – Вінниця : УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2000. – 130с.
58. Моргун А. С. Моделювання ефекту взаємодії системи «будівля–фундамент–основа» за числовим методом граничних елементів : моногр. / А. С. Моргун, І. М. Меть, А. В. Ніцевич. – Вінниця : ВНТУ, 2010. – 134 с.
59. Моделювання за методом граничних елементів процесу підсилення стрічкового фундаменту палями / [А. С. Моргун, І. В. Маєвська, А. В. Ніцевич, Н. В. Блашук]// Вісник Вінницького політехнічного інституту. – 2008. – № 3. – С. 9–12.
60. Моргун А. С. Оптимізація пальового поля висотних будівель за МГЕ / А. С. Моргун, А. В. Ніцевич // Збірник наукових праць ІнБТЕГП «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві», 2010. – №2. – С. 96–99.
61. Моргун А. С. Пластична задача механіки руйнувань ґрунтової основи будівель за методом граничних елементів / А. С. Моргун, І. М. Меть, А. В. Ніцевич, // Збірник НИИСК № 71 книга I. – К. : 2008. – С. 88–94.

62. Моргун А. С. Прогнозування взаємодії паль пальового поля будівлі за методом граничних елементів / А. С. Моргун, І. М. Меть, А. В. Ніцевич // Тези студентських доповідей, рекомендованих до опублікування оргкомітетом XXXVI науково-технічної конференції ВНТУ. – 2007 р.

63. Моргун А. С. Прогнозування взаємодії паль пальового поля будівлі за методом граничних елементів / А. С. Моргун, А. В. Ніцевич, І. А. Моргун // Збірник наукових праць ІнБТЕГП «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві», 2007 р. – № 4. – С. 90–93.

64. Моргун А. С. Прогнозування поведінки плитно-пальового поля висотної будівлі за числовим методом граничних елементів / А. С. Моргун, А. В. Ніцевич // Комп'ютерний журнал «Наукові праці ВНТУ». – 2009. – № 2. – С. 1–6.

65. Моргун А. С. Розрахункове обґрунтування за методом граничних елементів оптимального варіанту пальового поля будівлі / А. С. Моргун, А. В. Ніцевич, Ю. І. Шевчук // Вісник Вінницького політехнічного інституту. – 2011. – № 4 – С. 28–31.

66. Моргун А. С. Формування матриці впливу методу граничних елементів при врахуванні дії вертикальних і горизонтальних напружень [Електронний ресурс] / А. С. Моргун, А. В. Ніцевич, І. М. Меть // Наукові праці ВНТУ. – 2007. – № 1. – С. 1–5. – Режим доступу: <http://www.nbu.gov.ua/e-journals/VNTU/2007-1/ukr/07masorp>.

67. Мухелишвили Н. И. Сингулярные интегральные уравнения / Н. И. Мухелишвили. – М. : Наука, 1968.

68. Напружено-деформований стан пальового фундаменту висотної каркасної будівлі з урахуванням спільної роботи з ґрунтовим масивом / І. П. Бойко, В. В. Жук, М. В. Корнієнко, В. О. Сахаров // Будівельні конструкції. – К. : НДІБК, 2004. – Вип. 61, Т. 1. – С. 19–22.

69. Николаевский В. Н. Современные проблемы механики грунтов / В. Н. Николаевский // Определяющие законы механики грунтов. – М. : Стройиздат, 1975. – С. 210–227.

70. Ніцевич А. В. Метод граничних елементів в розрахунках пальового поля будівлі на сходовій терасі / А. В. Ніцевич // Збірник наукових праць ІнБТЕГП «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві». – 2011. – № 1. – С. 62–66.

71. Оден Джон Конечные элементы в нелинейной механике сплошных сред / Джон Оден. – М. : Мир, 1976. – 234с.

72. Основания зданий и сооружений: СНиП 2.02.01-83. – [Действителен с 1985. 01. 01]. – М. : Стройиздат, 1984. – 49 с.

73. Основания, фундаменты и подземные сооружения: МГСН 2.07-97 [Действителен с 1998.10.02]. – М. : Стройиздат, 1997. – 79 с.

74. Основи і фундаменти будівель та споруд : ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 01–07–2009]. – К. : МІНБУД України, 2009. – 199 с.
75. Основи і фундаменти будівель та споруд : Зміна № 1 ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 01–07–2011]. – К. : МІНБУД України, 2011. – 55 с.
76. Павлов Д. В. Исследование релаксации сдвиговых напряжений в песках / Д. В. Павлов, В. М. Радионов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М. : НИИОСП. – 2007. – № 3. – С. 7–10.
77. Перельмутер А. В. Расчётные модели сооружений и возможности их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Сталь, 2002. – 600 с.
78. Підлуцький В. Л. Перерозподіл зусиль в пальовому фундаменті при влаштуванні паль різної довжини / В. Л. Підлуцький // Основи і фундаменти : Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 30. – К. : КНУБА, 2006. – С. 77–83. – ISSN 0475-1132
79. Підлуцький В. Л. Вплив розташування паль та їх довжини на перерозподіл зусиль у фундаменті / В. Л. Підлуцький // Основи і фундаменти : Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 31. – К. : КНУБА, 2008. – С. 88–94.
80. Пилягин А. В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений : уч. пособие / А. В. Пилягин. – М. : АСВ, 2006. – 248 с.
81. Проблеми моделювання поведінки дилатансійних основ за методом граничних елементів / [А. С. Моргун, А. В. Ніцевич, І. М. Меть, І. А. Моргун] // Дороги і мости : Збірник наукових праць. – К. : ДерждорНДІ, 2007. Вип. 7, Т. II. – С. 88–91.
82. Проблеми ресурсу фундаментних конструкцій при реконструкції будівель / [А. С. Моргун, А. В. Ніцевич, І. М. Меть, І. А. Моргун] // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві : Науково-технічний збірник. – Вінниця : УНІВЕРСУМ-Вінниця. – 2006. – № 3. – С. 6–10.
83. Проектирование и устройство свайных фундаментов : СП 50-102-2003. – М. : Стройиздат, 2004. – 87 с.
84. Пушилин А. Н. Метод расчета усилий в конструкциях зданий при деформировании основания из-за проходки подземной выработки / А. Н. Пушилин, А. В. Фаворов, В. И. Шейнин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М. : НИИОСП, 2007. – № 3. – С. 2–7.
85. Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом деформаций здвига во времени / [М. А. Лучкин,

В. М. Улицкий, А. Г. Шаликин, К. Г. Шаликин] // ОФМГ. – М. : Стройиздат. 2007. – № 2. – С. 13–17.

86. Розин Л. А. Задачи теории упругости и численные методы их решения / Л. А. Розин. – СПб. : Изд-во СПбГТУ, 1998. – 530 с.

87. Руководство по проектированию свайных фундаментов. – М. : Стройиздат, 1980. – 150 с.

88. Сахаров В. О. Модель нелінійного деформування ґрунтової основи для розв'язання геотехнічних задач прибудови / В. О. Сахаров // Основи і фундаменти : Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 29. – К. : КНУБА, 2005. – С. 8–18.

89. Свайные фундаменты : СНиП 2.02.03 – 85 [Действителен с 1987–01–01]. – М. : Стройиздат, 1985. – 92 с.

90. Седов Л. И. Механика сплошной среды / Л. И. Седов. – М. : Наука. – 1970. – 540 с.

91. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві : ДБН Б В.1.3-2:2010. – К. : МІНБУД України, 2010. – 75 с.

92. Соломин В. И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций / В. И. Соломин, В. Б. Шматков. – М. : Стройиздат, 1986. – 208 с.

93. Строительная механика. Спецкурс. Применение метода граничных элементов / [В. А. Баженов, А. Ф. Дащенко, Л. В. Коломиец, В. Ф. Оребей]. – О. : Астроприлет, 2001.

94. Тер-Мартirosян З. Г. Взаимодействие свайного фундамента с грунтом / З. Г. Тер-Мартirosян, Динь, З. Н. Нгуен // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2007. – № 2. – С. 2–7.

95. Титко О. В. Оцінка ефективності фундаментів з групи взаємозалежних паль : моногр. / О. В. Титко. — Вінниця : УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2007. — 114 с.

96. Трофимчук А. Н. Надёжность систем сооружения – грунтовое основание в сложных инженерно-геологических условиях / А. Н. Трофимчук, В. Г. Черный, В. И. Черный. – К. : Полграфконсалтинг, 2006. – 248 с.

97. Улицкий В. М. Геотехнические проблемы строительства высотных зданий / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – № 5. – 2003. – С. 17–23.

98. Ухов С. Б. Основания и фундаменты высотных зданий. Научные аспекты и геотехнические проблемы / С. Б. Ухов // ОФМГ. – № 5 – 2003. – С. 15.

99. Федоровський В. Г. Предельное давление на ряд ленточных фундаментов и эффект «непродавливания» / В. Г. Федоровський // Ос-

нования, фундаменты и механика грунтов. – М. : Строиздат, 2006. – № 3. – С. 9–14.

100. Федоровский В. Г. Прогноз осадки фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 4. – С. 23–25.

101. Хазин В. И. Экспериментальные исследования зависимости несущей способности пирамидальных свай от угла коничности / В. И. Хазин // Основания и фундаменты. – К. : Будівельник, 1972. – Вып 5. – С. 124–128.

102. Цимбал С. Й. Деформація основи фундаментів за межами лінійної залежності / С. Й. Цимбал // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 29 – К. : КНУБА, 2005. – С. 124–131.

103. Шапиро Д. М. Упруго-пластичный анализ несущей способности оснований реконструируемых объектов методом конечных элементов / Д. М. Шапиро, Н. Н. Мельничук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 2 – С. 18–21.

104. Юшков Б. С. Распределение нагрузок между сваями кустов при их работе в водонасыщенных грунтах во времени / Б. С. Юшков // Основания и фундаменты: Межвузовский сборник научных трудов. Пермь. 1980. – С. 18–21.

105. Betti E. Teoria della elasticita / E. Betti // 11 Nuovo Cimento. 1872. – Т. 7–10.

106. EN 1997-1:2004 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules (Єврокод 7: Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила) з технічною поправкою EN 1997-1:2004/AC:2009.

107. Melan E. Der Spannungszustand der durch eine Einzelkraft im innern beanspruchten Halbscheibe / E. Melan // Z. Angew. Math. Mech. 1932. – 12. – P. 343–346.

108. Mindlin R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid / R. D. Mindlin // Physics 7. – 1936. – P. 195–202.

109. Morgun A. Numerical method of boundary elements in applied researches of plate-pile foundation behavior of high-rise buildings / A. Morgun, A. Nitsevych // The 3rd Congress of the International Federation for Structural Concrete (*fib*) in Washington DC, in conjunction with the Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) Convention and the National Bridge Conference, Washington. – 2010. – 5 с. (www.softconf.com/s08/fib2010).

110. Reisner H. Initial stresses and sources of initial stresses / H. Reisner // ZAMP, 1931. – Bd II. – P. 1–8.

Наукове видання

**Ніцевич Андрій Віталійович
Моргун Алла Серафимівна**

**МОДЕЛЮВАННЯ ЕФЕКТУ ВЗАЄМОДІЇ ПАЛЬ
ПАЛЬОВОГО ПОЛЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ
ЗА МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Монографія

Редактор Н. Мазур

Оригінал-макет підготовлено А. Ніцевич

Підписано до виготовлення 25.06.2015 р.

Системні вимоги:

процесор Pentium; 512 Mb RAM; Windows XP,7,8; Acrobat Reader 6.0.

Один електронний оптичний диск (CD-ROM); обсяг даних 11,9 Мб.

Наклад 100 (1-й запуск 1–30) прим. Зам. № E2015-05.

Видавець та виготовлювач – Вінницький національний технічний університет,
комп'ютерний інформаційно-видавничий центр.

Хмельницьке шосе, 95, ВНТУ, ГНК, к. 114, м. Вінниця, 21021.

Тел.: (0432) 59-85-32, 59-81-59.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
серія ДК № 3516 від 01.07.2009 р.