

Берегоукріплювальна споруда

Вступ

Останнім часом у містах простежується тенденція по ущільненню забудови й подорожчанню землі, у зв'язку із цим встає питання використання таких проблемних територій як схили й берега.

Берегозахист є важливим завданням ландшафтного проектування, так як саме від надійного закріплення ґрунтовій поверхні на схилі узбережжя залежить збереження берегової лінії і її захищеність від розмиву і обвалення під впливом природних факторів. Ефективне берегоукріплення стає одним з основних етапів підготовки земельної території до дорожнього будівництва в даній місцевості, а також дозволяється гарантувати безпеку прилеглих населених пунктів, які будуть таким чином захищені від можливого розмиву, повені і сходження селів.

Дана робота торкається такого розповсюдженого типу споруд як підпірні стінки, а також використання сучасних моделей й методів їх розрахунку.

Підпірними стінками прийнято називати технічну споруду, основна мета якої полягає в затриманні шарів ґрунту в місцях перепаду висот. Повна назва таких споруд - укріплювальні підпірні стіни. Залежно від призначення підпірні стіни прийнято розділяти на 2 основних види: декоративні та укріплювальні. Решта видів підпірних стін можна вважати лише певними модуляціями двох основних видів.

Конструкції підпірних стін відрізняються залежно від умов їх застосування, та мають широке різноманіття.

За профілем поперечного перерізу виділяють різні типи підпірних стін. Всі їх умовно можна розділити на:

- прямокутні (зводяться простіше інших);
- трапецієподібні (найпопулярніші на сьогоднішній день види підпірних стінок);
- похилі (бічні частини таких стінок мають різний кут нахилу з зовнішньої і внутрішньої сторони).

Вони використовуються у гідротехнічному, транспортному, цивільному й навіть військовому будівництві як берегоукріплювальні, огорожуючи й захисні будови. Такі споруди у зв'язку зі своєю великою протяжністю є дуже матеріалоемними й трудомісткими, у таких умовах мінімальне зниження витрат приносить суттєву економію. Для досягнення цієї мети в роботі буде використане вдосконалення конструкції стінки й проведений спільний розрахунок будови й навколишнього ґрунту за допомогою сучасного

програмного комплексу. Поліпшення експлуатаційних характеристик масивної стінки планується одержати за рахунок установки з її тильної сторони розвантаженої площадки (залізобетонна плита), яка буде встановлюватися на різних висотних відмітках. Крім рівня змінюється також ширина плити та її кут нахилу (горизонтальна, похила нагору й униз). У всіх ситуаціях проведений аналіз напружено-деформованого стану системи стіна-ґрунт. Таким чином, об'єктом дослідження у даній роботі є напружено-деформований стан берегоукріплювальної споруди. Предметом дослідження є вплив розвантажуючої площадки на напружено-деформований стан сумісної роботи берегоукріплювальної споруди у вигляді масивної підпірної стінки та ґрунту основи з використанням пружно-пластичної моделі матеріалів, теорії пластичної течії та сучасних чисельних методів.

Складена розрахункова схема вводиться для дослідження в програмний комплекс Plaxis. При аналізі результатів будуть фіксуватися переміщення точок підпірної стінки, величина бічного тиску ґрунту на конструкцію й розвиток пластичних зон.

Отримані при такому аналізі результати можуть бути використані для оптимального проектування масивних підпірних стін.

Розділ 1

1.1 Історія виникнення

Для вирішення різноманітних задач пов'язаних з будівництвом на даний момент існує велика кількість фізичних моделей і методів розрахунків, що дозволяють перенести умови реальних середовищ і конструкцій на математичну мову й розрахувати їхній напружено-деформований стан.

Розрахунок масивних стін спочатку проводиться тільки на стійкість, при цьому активний тиск ґрунту знаходиться по лінійним кривим тиску ґрунту, рівновага системи забезпечується власною вагою стінки й опором ґрунту основи. Детальний розрахунок можна подивитися в [1].

Вивчення стану проблеми свідчить про те що досліджень з впливу розвантажувальних площадок на напружено-деформований стан підірних стінок дуже мало [2]. Проводилися не чисельні лабораторні випробування для дослідження впливу встановленої плити на бічний тиск від ґрунту засипки, вони докладно описані в [2]. Наведений у літературі розрахунок підірної стінки з розвантаженою консоллю враховує тільки масу ґрунту засипки над плитою, яка впливає на стійкість конструкції й дозволяє зменшити товщину стінки через зменшення в ній згинального моменту на ділянці нижче площадки [3]. Вплив на роботу всієї системи й на зменшення бічного тиску не враховується. Застосовують розвантажувальну площадку в стінці. Майданчик дозволяють включити вагу ґрунту над нею (додаткові вертикальні сили) в роботу, що підвищує стійкість стінки, зменшує тиск ґрунту на її нижню частину.

При використанні автоматизованих систем можна добитися більш точних результатів витрачаючи меншу кількість часу. Найпоширенішими сучасними методами розрахунків з використанням ЕОМ є метод скінченних різниць (МСР), метод скінченних елементів (МСЕ) і метод граничних елементів (МГЕ). Кожний з них має свої недоліки й переваги.

При розв'язанні завдань МСР досліджуваний об'єкт описують за допомогою системи диференціальних рівнянь із заміною похідних на скінченні різниці й вирішують. Складність полягає в записі граничних умов завдання й необхідністю виводу складних диференціальних рівнянь для кожної розрахункової схеми. Приклад МСР застосованого до суцільної середи [4].

МГЕ використовується для розв'язання крайових задач, підходить для застосування в суцільних середах, дозволяє одержати значення шуканих величин у будь-якій точці області [5]. Нереалізованість у методі нелінійних теорій на даний момент, не дозволяє повноцінно використовувати його для розрахунків ґрунтових середовищ. Метод описаний в [6].

Найбільш розповсюдженим на сьогоднішній день є метод скінченних елементів [7]. У ньому суцільне тіло поділяють на скінченне число елементів, які взаємодіють тільки у вузлах. Сили у вузлах еквівалентні поверхневій нарузі, розподіленій по гранях. При відомих початкових деформаціях і пружних властивостях можна визначити напруги усередині елемента й на його границях. Точність розрахунків методом скінченних елементів прямо залежить від кількості вузлів (ступенів свободи), які буде мати апроксимуюча система [7]. При розв'язанні завдань методом скінченних елементів середа може бути розбита на різні за формою й жорсткості елементи, найбільш підходящі для заданої ділянки середи. Скінченно-елементний метод має реалізацію з урахуванням не лінійності й розвитку пластичних деформацій [8,9], а тому відмінно підходить для розрахунків ґрунтових серед разом зі спорудами.

1.2 Постановка завдання

Масивні підпірні стіни мали широке поширення раніше й усе ще застосовуються в наш час. Ці конструкції працюють разом із ґрунтом, однак їх взаємодія не була достатньо вивчена, і тому економічне проектування таких



Рис. 1. Приклади використання підпірних стін

конструкцій, дослідження існуючих об'єктів і реконструкція берегоукріплювальних масивних споруд затруднене. У даній роботі буде розглянута взаємодія ґрунту з берегоукріплювальною масивною стінкою, а також вивчене те, як вплине на цю систему встановлення розвантаженої площадки з тильного боку стінки. Розрахунок середи буде проводитися в програмному комплексі Plaxis, який для розрахунків використовує МСЕ, і може розраховувати ґрунтове середовище як нелінійно-деформуючий матеріал. Берегоукріплювальна стінка буде введена як лінійно-деформуюча. Ми будемо розглядати ситуацію, при якій стінка встановлюється для втримання схилу, для розширення корисної площі в прибережній зоні, й проведення на нижній терасі автомобільної дороги. Встановлена масивна стінка буде втримувати перепад рельєфу місцевості в бм. Будуть розглянуті деформації й напруги, як у самій стінці, так і в ґрунтовому масиві, будуть визначені місця пластичних деформацій і розривів у ґрунті. Також буде досліджена зміна спостерігаючих параметрів залежно від розташування розвантаженої площадки. Завантаження берегоукріплювальної стінки буде відбуватися пошарово, відповідаючи реальним будівельним етапам зведення й засипки такого виду споруд. Будуть розглянуті ситуації від дії власної ваги і експлуатаційного навантаження. Обрис стінки взятий із проекту берегоукріплювальної стіни на р. Бзирі конструкції Гідроводхоза згаданої в [2 –



Рис.2. Приклад використання підпірних стін при утриманні схилу для влаштування дорожнього покриття.

с.89]. Характеристики ґрунтів, що залягають, і ґрунту засипання підібрані для відображення різних можливих поведінок розглянутої системи.

Також в даній роботі для оцінки достовірності отриманих результатів ми порівняємо результати розрахунків з експериментальними даними, отриманими П.І.Яковлевим (Додаток).

РОЗДІЛ 2 ОСНОВНІ РІВНЯННЯ

Передбачається, що споруда й взаємодіюча з ним ґрунтова середа утворюють єдину зв'язану систему. Діюча на неї об'ємне Q й поверхневе q навантаження розбивається на N_q приростів:

$$\begin{aligned} Q &= dQ^1 + dQ^2 + \dots + dQ^j + \dots + dQ^{N_q} \\ q &= dq^1 + dq^2 + \dots + dq^j + \dots + dq^{N_q} \end{aligned} \quad (2.1)$$

Під дією зазначеного навантаження в системі виникають напруги σ й деформації e , які можна представити у вигляді:

$$\begin{aligned} \sigma &= d\sigma^1 + d\sigma^2 + \dots + d\sigma^j + \dots + d\sigma^{N_q} \\ e &= de^1 + de^2 + \dots + de^j + \dots + de^{N_q} \end{aligned} \quad (2.2)$$

Після дії на систему j -го приросту навантаження в ній виникають наступні напруги й деформації:

$$\sigma^j = \sigma^{j-1} + d\sigma^j \quad e^j = e^{j-1} + de^j \quad (2.3)$$

де $\sigma^{j-1} = d\sigma^1 + d\sigma^2 + \dots + d\sigma^{j-1}$, $e^{j-1} = de^1 + de^2 + \dots + de^{j-1}$.

Система складається з безперервної сукупності матеріальних часток, кожна з яких характеризується своїм положенням у прямокутній системі координат $Ox_1x_2x_3$. Напруги й деформації, визначені в кожній частці після j -го приросту навантаження, характеризують напружено-деформований стан системи.

Для скорочення запису використовується індексне позначення. Повторюваний індекс в одночленному виразі означає підсумовування від 1 до

3. При диференціюванні функцій по координатах x_k вводяться наступні

позначення:
$$()_{,k} = \frac{\partial()}{\partial x_k}, \quad ()_{,ks} = \frac{\partial^2()}{\partial x_k \partial x_s}.$$

2.1. Статичні й кінематичні рівняння

Нехай при $(j-1)$ -м приросту навантажень Q^{j-1} і q^{j-1} система перебуває в рівновазі. Додамо цим навантаженням додаткові прирости dQ^j й dq^j . Під дією сил $Q^{j-1} + dQ^j$ і $q^{j-1} + dq^j$ система також прийде в рівноважний стан і в ній виникнуть напруги $\sigma^{j-1} + d\sigma^j$ й деформації $e^{j-1} + de^j$. У цьому випадку принцип віртуальної роботи можна записати у вигляді [10]

$$\int_{\Omega} [(\sigma_{ks}^{j-1} + d\sigma_{ks}^j) \delta e_{ks} - (Q_s^{j-1} + dQ_s^j) \delta u_s] d\Omega - \int_{S_q} (q_s^{j-1} + dq_s^j) \delta u_s dS = 0 \quad (2.4)$$

Тут δe_{ks} - віртуальні деформації;

δu_s - віртуальні переміщення;

Ω - об'єм, займаний системою;

$S = S_u \cup S_q$ - поверхня, що обмежує Ω ;

S_q - частина поверхні, на якій задано навантаження q ;

S_u - частина поверхні, на якій задані переміщення

$$u|_{S_u} = 0(u_0),$$

де u_0 - вектор заданих переміщень.

Інтегруючи перший доданок в об'ємному інтегралі з (2.4) вроздріб, після перетворень остаточно знаходимо

$$\int_{\Omega} [(\sigma_{ks,k}^{j-1} + Q_s^{j-1}) \delta u_s - (d\sigma_{ks,k}^j + dQ_s^j) \delta u_s] d\Omega + \int_{S_q} [(\sigma_{ks}^{j-1} n_k - q_s^{j-1}) \delta u_s - (d\sigma_{ks}^j n_k - dq_s^j) \delta u_s] dS = 0 \quad (2.5)$$

де n_k - проекція нормалі n елементарного майданчика поверхні S_q на координатну вісь Ox_k .

Тому що віртуальне переміщення δu_s не дорівнює нулю, то з (2.4) одержуємо:

- рівняння рівноваги:

$$\sigma_{ks,k}^{j-1} + Q_s^{j-1} = 0, \quad (2.6)$$

$$d\sigma_{ks,k}^j + dQ_s^j = 0; \quad (2.7)$$

- статичні рівняння рівноваги на поверхні S_q :

$$\sigma_{ks}^{j-1} n_k - q_s^{j-1} = 0, \quad (2.8)$$

$$d\sigma_{ks}^j n_k - dq_s^j = 0. \quad (2.9)$$

Якщо система під дією навантажень Q^{j-1} і q^{j-1} перебуває в рівновазі й усі вхідні в (2.5) величини з індексами $j-1$ обчислені точно, то перші вирази в круглих дужках обох інтегралів звертаються в нуль і під інтегралами залишаються тільки вирази в других круглих дужках. Однак, як буде показано далі, при наближеному розв'язку розглянутих задач буде використовуватися повністю співвідношення (2.5), складові якого обчислюються з різними погрішностями. Тому всі величини з індексами $j-1$ слід залишити для поліпшення корекції рівноважного стану системи.

Поєднуючи (2.6) з (2.7) і (2.8) з (2.9), для j -го приросту навантажень одержуємо наступні рівняння рівноваги:

$$\sigma_{ks,k}^j + Q_s^j = 0, \quad (2.10)$$

$$\sigma_{ks}^j n_k - q_s^j = 0. \quad (2.11)$$

У процесі деформування системи її частки одержують переміщення. Передбачається, що деформації відбуваються при малих подовженнях, зрушеннях і кутах повороту. У цьому випадку переміщення й деформації і їх приросту після дії j -го приросту навантаження зв'язаний між собою лінійними співвідношеннями Коші [10]:

$$e_{ks}^j = \frac{1}{2}(u_{k,s}^j + u_{s,k}^j), \quad (2.12)$$

$$de_{ks}^j = \frac{1}{2}(du_{k,s}^j + du_{s,k}^j) \quad (2.13)$$

При деформуванні в системі можуть виникати як пружні, так і пластичні деформації. Якщо деформації малі, то виконується постулат їх підсумовування,

який дозволяє загальні деформації і їх приросту після j -го приросту навантаження представити у вигляді:

$$e_{ks}^j = e_{ks}^{(e)j} + e_{ks}^{(p)j}, \quad (2.14)$$

$$de_{ks}^j = de_{ks}^{(e)j} + de_{ks}^{(p)j}, \quad (2.15)$$

де індекс e ставиться до пружних деформацій, а індекс p - до пластичних.

2.2. Рівняння стану

Розглядаються системи, які під дією навантажень здатні деформуватися, а їх матеріали наділені властивостями пружності й пластичності. Рівняння стану цих систем встановлюють зв'язок між напругами й деформаціями або їх приростами й спільно зі статичними й кінематичними рівняннями утворюють замкнену систему, вирішуючи яку можна визначити напружено-деформований стан у будь-якій частці споруди або ґрунтового масиву.

Надалі для розв'язку розглянутої задачі будемо застосовувати теорію пластичної течії зі зміцненням, яка встановлює залежність тільки між приростами напруг і деформацій у вигляді диференціальних неінтегровальних співвідношень. Постулат підсумовування (2.15) дозволяє загальні прирости деформацій розділити на пружні й пластичні складові.

Приймається, що компоненти тензора приросту пружних деформацій пов'язані з компонентами тензора приросту напруг лінійним законом Гука

$$de_{ks}^{(e)} = C_{ksmn}^{(e)} d\sigma_{mn}, \quad (2.16)$$

де тензор пружних коефіцієнтів $C_{ksmn}^{(e)}$ має властивість симетрії. Для ізотропних серед залежність (2.32) має вигляд

$$de_{ks}^{(e)} = \frac{d\sigma_0}{3K} \delta_{ks} + \frac{1}{2G} ds_{ks}, \quad (2.17)$$

де K - модуль об'ємного розширення,

G - модуль зсуву.

В подальшому викладі індекс j , що позначає номер приросту для діючого навантаження, буде опускатися.

Приросту пластичних деформацій на підставі принципу максимуму Мизеса [23] записуються в околиці регулярної точки функції навантаження f у вигляді

$$de_{ks}^{(e)} = d\lambda f_{,\sigma_{ks}}, \quad d\lambda = const > 0, \quad (2.18)$$

де позначене $f_{,\sigma_{ks}} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ks}}$.

Змінна, зазначена після коми, що іде за функцією, надалі вказує на окреме диференціювання цієї функції по даній змінній.

Функція завантаження визначає поверхню завантаження

$$f(\sigma_{ks}, e_{ks}^{(p)}, \chi_m, k_m) = 0, \quad (2.19)$$

де χ_m - параметри зміцнення,

k_m - механічні константи деформуємого середовища.

Нехай деякий напружений стан відповідає точці, розташованій на поверхні (2.35). Від дії наступного приросту відбулася зміна цього стану, який визначається однією з наступних умов:

$$1) \quad df < 0; \quad d'f < 0; \quad f = 0 \quad \text{или} \quad f < 0, \quad (2.20)$$

де

$$df = d'f + f_{,e_{ks}^{(p)}} de_{ks}^{(p)} + f_{,\chi_m} d\chi_m, \quad d'f = f_{,\sigma_{ks}} d\sigma_{ks}. \quad (2.21)$$

У цьому випадку має місце процес розвантаження, коли $\chi_m = 0$, $de_{ks}^{(p)} = 0$;

$$2) \quad df = 0, \quad d'f = 0, \quad f = 0, \quad (2.22)$$

що відповідає нейтральному навантаженню, коли $\chi_m = 0$, $de_{ks}^{(p)} = 0$;

$$3) \quad df = 0, \quad d'f > 0, \quad f = 0. \quad (2.23)$$

Цей випадок відповідає процесу активного завантаження, коли $\chi_m \neq 0$, $de_{ks}^{(p)} \neq 0$.

Постійна $d\lambda$, що входить в (2.18), визначається з умови безперервної зміни поверхні навантаження, що відповідає рівнянню $df = 0$, яке входить в останні дві умови (2.22) і (2.23). Із цього рівняння й співвідношення (2.21) одержуємо

$$d\lambda = h^{-1} d'f, \quad (2.24)$$

де h - функція зміцнення, яка визначається як

$$h = \frac{(f_{,\sigma_{mn}}^{(p)} f_{,\sigma_{mn}}) f_{,\sigma_{ks}} d\sigma_{ks}}{f_{,\sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + f_{,\chi_i} d\chi_i}. \quad (2.25)$$

Підставляючи (2.25) в (2.19), враховуючи формули (2.21), після перетворень знаходимо

$$de_{ks}^{(p)} = C_{ksmn}^{(p)} d\sigma_{mn}, \quad (2.26)$$

$$\text{де } C_{ksmn}^{(p)} = h^{-1} f_{,\sigma_{ks}} f_{,\sigma_{mn}}. \quad (2.27)$$

Формула (2.26) використовується тільки при активному процесі навантаження. При розвантаженні, нейтральному навантаженні й при пружному деформуванні застосовується формула (2.16). Обертаючи формули (2.16) і (2.26), одержимо рівняння стану у вигляді:

$$\begin{aligned} d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(ep)} de_{mn}, \quad \text{если } f = 0, df' > 0; \\ d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(e)} de_{mn}, \quad \text{если } f = 0, df' \leq 0 \quad \text{или } f < 0. \end{aligned} \quad (2.28)$$

Нехай зміцнення описується співвідношенням,

$$d\chi = \sigma_{ks} de_{ks}^{(p)}, \quad (2.29)$$

і функція навантаження залежить тільки від σ_{ks} і χ . Підставляючи (2.18) в (2.29), знайдемо $d\lambda$. Потім, підсумовуючи (2.16) і (2.18), множачи результат на $D_{ksmn}^{(e)}$ і $f_{,\sigma_{mn}}$ й підставляючи знайдений вираз в отримане співвідношення для $d\lambda$, внесемо результат в (2.18). Знайдені в такий спосіб значення $de_{ks}^{(p)}$ й $de_{ks}^{(e)}$ з (2.16) підставимо в (2.14), виконаємо перетворення й остаточно визначимо

$$d\sigma_{mn} = \left[D_{ksmn}^{(e)} - \frac{f_{,\sigma_{ks}} D_{ksmn}^{(e)} f_{,\sigma_{mn}} D_{ksmn}^{(e)}}{f_{,\sigma_{ks}} D_{ksmn}^{(e)} f_{,\sigma_{mn}} - f_{,\lambda} \sigma_{\tau\lambda} f_{,\sigma_{\tau\lambda}}} \right] de_{ks}. \quad (2.30)$$

Порівнюючи (2.30) з першою формулою (2.28), легко помітити, що вираження у квадратній дужці з (2.30) дорівнює $D_{mnks}^{(ep)}$.

Поверхня навантаження може містити сингулярні точки, у яких перетинаються її гладкі складові. У цих точках необхідно використовувати принцип суперпозиції, запропонований Койтером, за яким замість (2.18) слід використовувати таке співвідношення

$$de_{ks}^{(p)} = \sum_{n=1}^N d\lambda_n f_{,\sigma_{ks}}^n, \quad (2.31)$$

де N - кількість гладких складових поверхонь, що визначають поверхню завантаження й пересічних у даній сингулярній точці.

Якщо функція завантаження залежить тільки від напруг і не залежить від історії завантаження, то в цьому випадку поверхня навантаження називається поверхнею текучості і її рівняння записується у вигляді

$$f(\sigma_{ks}) = 0. \quad (2.32)$$

У процесі деформування ця поверхня не змінюється, тобто є фіксованою в просторі напруг Π_σ , і може мати сингулярні точки.

2.3. Функції навантаження

Як випливає з (2.30), рівняння стану залежать від похідних функції навантаження. Отже, функції навантаження конкретизують моделі середовищ що деформуються. Як показали експериментальні дані й натурні спостереження, середовища, що володіють різними властивостями, описуються різними функціями навантаження. Так, для ґрунтових і гірських середовищ, що працюють в умовах пласкої деформації, у якості функції навантаження можна використовувати умову Кулона-Мора [12,7].

РОЗДІЛ 3

МЕТОДИ РОЗВ'ЯЗАННЯ

Отримані в розділі 2 нелінійні рівняння можуть бути вирішені тільки наближеними чисельними методами із застосуванням ЕОМ. Процес розв'язку містить у собі два основні етапи:

- дискретизацію вихідних рівнянь;
- побудову ітераційного процесу для визначення розв'язку з наперед заданою точністю.

3.1. Дискретизація рівнянь

Дискретизація вихідних рівнянь проводиться методом скінченних елементів [13, 14]. Істотна перевага цього методу перед іншими полягає у тому, що матриця системи, до якої зводиться цим методом дискретна модель, є стрічковою, симетричною й позитивно визначеною.

У якості скінченних елементів використані ізопараметричні восьмивузлові чотирикутники або трикутники. У локальних координатах

елемент першого типу показаний на рис. 3.1. Функції форми для восьмивузлового елемента в локальних координатах мають такий вигляд [13]:

$$N_{(i)}^m(\xi) = \frac{1}{4}(1 + \xi_1 \xi_1^m)(1 + \xi_2 \xi_2^m)(\xi_1 \xi_1^m + \xi_2 \xi_2^m - 1), \quad m = 1, 3, 5, 7; \quad (3.1)$$

$$N_{(i)}^m(\xi) = \frac{1}{2}(\xi_1^m)^2(1 + \xi_1 \xi_1^m)(1 - \xi_2^2) - \frac{1}{2}(\xi_2^m)^2(1 + \xi_2 \xi_2^m)(1 - \xi_1^2), \quad m = 2, 4, 6, 8.$$

Аналогічним чином записуються функції форми для трикутних елементів. Наприклад, для шестивузлових трикутників вони мають такий вигляд.

$$N_e^2(\eta) = \eta_1(2\eta_1 - 1), \quad N_e^3(\eta) = \eta_2(2\eta_2 - 1),$$

$$N_e^4(\eta) = 4\eta\eta_1, \quad N_e^5(\eta) = 4\eta_1\eta_2, \quad N_e^6(\eta) = 4\eta\eta_2, \quad (3.2)$$

де $\eta = 1 - \eta_1 - \eta_2$,

Якщо в деяких напрямках область системи простирається в нескінченність, то при її дискретизації можливі два підходи:

- на досить великій відстані від прикладених навантажень приймається, що переміщення й кути повороту є малими і їх вважають рівними нулю; у цих областях обмежують систему й накладають додаткові зв'язки, що перешкоджають зсувам і поворотам;
- на областях системи, що простираються в нескінченність, уводять нескінченні елементи.

Тут буде використовуватися перший підхід.

В області, займаною системою, фіксуємо кінцеве число точок, рівне M , які позначаємо через x^Δ ($\Delta = 1, 2, \dots, M$) і називаємо глобальними вузлами.

Вкладаємо восьмивузлові скінченні елементи таким чином, щоб виконувалася умова сумісності, наведена в [14]. У цьому випадку елементи з'єднано один з одним тільки у вузлових точках x^Δ і в сукупності утворюють дискретну

область системи, яку позначимо через Ω . Кожний елемент цієї області позначимо через $r_{(l)}$, де l - номер (мітка) елемента. У кожний елемент входять вісім або п'ять локальних вузлів, які позначимо через $x_{(l)}^m$, де m - номер вузла ($m = 1, 2, \dots, M_e$).

Вихідні рівняння, наведені в розділі 2, утворюють замкнену систему. Шляхом перетворень їх можна звести для плоских задач до системи із двох рівнянь, у яку в якості шуканих невідомих будуть входити дві компоненти векторної функції приросту переміщень $du(x) = [du_1, du_2]$. Її значення в глобальному вузлі x^Δ позначається через $d\delta^\Delta = du(x^\Delta)$. У свою чергу, на кожному скінченному елементі $r_{(l)}$ визначена локальна функція $du_{(l)}$, яка в локальному вузлі $x_{(l)}^m$ приймає значення $d\delta_{(l)}^m$, ($m = 1, 2, \dots, M_l$).

Локальну функцію $du_{(l)}$ апроксимуємо на елементі $r_{(l)}$ так

$$du_{(l)}(\xi) = d\delta_{(l)}^m N_{(l)}^m(\xi), \quad m = 1, 2, \dots, M_l, \quad (3.3)$$

де $N_{(l)}^m(\xi)$ - функції форми, які у вузлах елемента $x^k \in r_{(l)}$ задовольняють умові

$$N_{(l)}^m(x^k) = \delta_{nk}, \quad m, k = 1, 2, \dots, M_l, \quad \delta_{nk} - \text{символ Кронекера.} \quad (3.4)$$

Кінцевоелементна модель функції $du(x)$ будується шляхом зв'язування всіх кінцевих елементів і відображення множини локальних значень $d\delta_{(l)}^m$ у множину глобальних значень $d\delta^\Delta$. У результаті одержуємо

$$du(x) = N^\Delta d\delta^\Delta, \quad (3.5)$$

де N^Δ визначається шляхом підсумовування по елементах відображень $N_{(l)}^m(x^\Delta)$, $m = 1, 2, \dots, M_l$, $\Delta = 1, 2, \dots, M$.

Диференціюючи (3.3) і підставляючи результат в (2.13), знаходимо

$$de_{ks(l)} = \frac{1}{2} (d\delta_{(l)}^m N_{(l),k}^m + d\delta_{(l)}^m N_{(l),s}^m). \quad (3.6)$$

3.2. Побудова ітераційного процесу

Для пружно-пластичних моделей ітераційний процес розв'язання задач повинен забезпечувати:

- виконання лінеаризації вихідних рівнянь;
- одержання розв'язку крайової задачі із заданою точністю;
- повернення вектора напруг σ в область, обмежену поверхнею навантаження.

Розглянемо докладніше кожен з перерахованих операцій. У загальному випадку розв'язок рівняння (3.28) при j -ом приросту навантаження можна представити так [13]:

$$d\delta^j = K^{-1}(\delta^j)dP^j. \quad (3.30)$$

Безпосередньо звернути матрицю $K^{-1}(\delta^j)$ складно й ця операція виконується наближеними методами. Внаслідок цього рівняння (3.29) після j -го застосування діючого навантаження не буде виконуватися точно, а з деякою погрішністю, тобто

$$K(\delta^j)\delta^j - P^j = \psi(\delta^j) \neq 0, \quad (3.31)$$

де ψ - нев'язка в рівнянні (залишкова сила). Для кожного приросту навантаження необхідно будувати ітераційний процес таким чином, щоб норма нев'язки $\|\psi\|$, ділена на $|P|$, стала менше наперед заданої малої величини, що є умовою припинення ітераційного процесу.

Різні ітераційні методи розв'язку нелінійних задач наведені в [15]. Позначимо в ітераційному процесі при j -ом приросту навантаження номер ітерації індексом i . Верхній індекс j у формулах (3.30) і (3.31) тимчасово не вказуємо. Простий ітераційний процес, використовуючи формулу (3.30), можна записати так:

$$d\delta_i = [K(\delta_{i-1})]^{-1}dP. \quad (3.32)$$

У цьому випадку на кожній ітерації необхідно вирішувати тільки лінійну задачу побудови зворотної матриці $[K(\delta_{i-1})]^{-1}$, але для цього потрібне виконання

великої кількості обчислювальних операцій. Якщо потім визначати вектор переміщень як $\delta_i = \delta_{i-1} + d\delta_i$ без обліку нев'язки (3.31), то це в остаточному підсумку приведе до більших погрішностей у рівнянні рівноваги. Подібної ситуації легко уникнути, якщо на $(i-1)$ -й ітерації по формулі (3.31) визначити $\psi(\delta_{i-1})$, далі додати цю нев'язку до dP , потім обчислити (3.32) і ітераційний процес зупиняти при виконанні умови

$$\frac{\|\psi\|_i}{\|P\|} \cdot 100 \leq \varepsilon_0, \quad (3.33)$$

де ε_0 - задана погрішність в %;

$$\|\psi\| = \sqrt{\sum_{k=1}^{2M} \psi_k^2}, \quad \|P\| = \sqrt{\sum_{k=1}^{2M} P_k}; \quad (3.34)$$

ψ_k - нев'язка в k -м рівнянні системи (3.31);

P_k - навантаження, прикладене у вузлі M в напрямку осі Ox_1 або Ox_2 ;

M - кількість вузлів у системі.

Для підвищення швидкості збіжності ітераційного процесу можна замість (3.32) використовувати метод Ньютона – Канторовича, коли послідовність $\{d\delta_i\}$ утворюється як

$$d\delta_i = d\delta_{i-1} - [H'(\delta_{i-1})]^{-1} H(\delta_{i-1}), \quad i = 0, 1, \dots$$

де $H(\delta_{i-1}) = K(\delta_{i-1})d\delta_{i-1} - dP$.

Цей метод значно складніше попереднього, тому що доводиться визначати похідну від $H(\delta_{i-1})$, а потім робити обіг отриманої матриці. Іноді вводять модифікацію методу, використовуючи $[H'(\delta_0)]^{-1}$ замість $[H'(\delta_{i-1})]^{-1}$. Це якоюсь мірою спрощує розв'язок, але основне значення методу має теоретичну спрямованість, тому що з його допомогою можна робити висновок про існування, єдність й області розташування розв'язку, не знаходячи самого розв'язку.

Якщо замість (3.32) використовувати співвідношення

$$d\delta_i = [K(\delta_i)]^{-1} dP_i, \quad (3.35)$$

де $dP_i \in dP$ з урахуванням додатка нев'язки $\psi(\delta_i)$, то одержимо ітераційний метод, який називається методом дотичних жорсткостей. У цьому методі на кожній ітерації необхідно робити трудомістку операцію обертання матриці жорсткості. Цей ітераційний процес ілюструється на мал. 3.3, де матриця жорсткості K й вектор $d\delta$ замінюються їхніми скалярними еквівалентами.

Якщо в (3.35) прийняти $[K(\delta_i)]^{-1}$ рівним $[K(\delta_0)]^{-1}$, то одержимо ітераційний метод, який називається методом початкових жорсткостей. У цьому методі операція обертання матриці жорсткості K виконується тільки один раз. Швидкість збіжності методу зменшується й доводиться виконувати більшу кількість ітерацій у порівнянні з методом дотичних жорсткостей. Геометрична інтерпретація цього методу показана на рис. 3.4.

Можна робити коректування матриці жорсткості не на кожній ітерації, а через певне їхнє число. Така модифікація скорочує число арифметичних операцій у порівнянні з методом дотичних жорсткостей і підвищує швидкість збіжності в порівнянні з методом початкових жорсткостей. У програмному комплексі, який використаний у даній роботі, для побудови ітераційних процесів застосовані останні два методи і їх модифікація. Залежно від керуючого параметра вибирається той або інший метод.

При реалізації ітераційних процесів доводиться вирішувати систему лінійних алгебраїчних рівнянь. У програмному комплексі використовується фронтальний метод розв'язку [13, 16]. У цьому методі виключення невідомих виконується в порядку, обумовленому нумерацією елементів. Нумерація ж самих невідомих не має ніякого значення в рішенні. Виключення невідомих проводиться одночасно з формуванням рівнянь, причому все це відбувається в оперативній пам'яті ЕОМ. Найбільша витрата часу припадає на виконання

прямого ходу, який у методі початкових жорсткостей реалізується тільки один раз.

3.3. Алгоритм розв'язання задач

Алгоритм розв'язання реалізований у вигляді послідовності наступних кроків [13].

1. Вводяться вихідні дані, які характеризують:

- тип розв'язуваної задачі (пласка або осесимметрична);
- порядок гауссових квадратур;
- метод розв'язання (початкової або дотичній жорсткості або їх модифікація);
- вид розв'язуваної задачі (пружна або пружнопластична);
- тип накладених зв'язків (податливі або нерухомі опори);
- механічні дані матеріалів системи;
- діючі навантаження (поверхневі, об'ємні);
- геометричні дані про розбивку області системи на скінченні й нескінченні елементи;
- похибка обчислення й спосіб виводу результатів (табличний, графічний).

2. Проводиться контроль даних, що вводяться і призначення розмірностей динамічних масивів.

3. На підставі геометричних даних проводиться розбивка області системи на скінченні й нескінченні елементи й призначаються номери вузлів і елементів. Дані операції виконує ЕОМ по спеціальних підпрограмах. Залежно від типів елементів з бази даних вибираються функції форми й обчислюються їхні похідні в локальних і глобальних координатах. На дисплей для контролю виводиться дискретна область системи із зазначенням номерів вузлів і елементів. Така ж інформація записується й у файл результатів розрахунків.

4. Виконується коректування діючого навантаження по елементах і вузлам дискретної області системи. Проводиться її розбивка на прирости й встановлюється послідовність їх дії, включаючи й розвантаження.

5. На підставі ввідних параметрів встановлюється тип ітераційного процесу й послідовність обчислень матриці жорсткості.

Будується цикл по приростах діючих навантажень, який ураховує послідовність їх прикладення й зняття. Будується внутрішній цикл по ітераціях.

6. Визначається матриця жорсткості в циклі по елементах:

- обчислюються елементи матриці модулів пружності $D^{(e)}$;
- встановлюються точки інтегрування по Гауссу, у яких настав стан плинності й обчислюються похідні від функції завантаження;
- обчислюються елементи матриці пружно-пластичних модулів $D^{(ep)}$;
- обчислюються елементи матриці жорсткості K й записуються в допоміжний файл.

7. Вирішується система алгебраїчних рівнянь фронтальним методом:

- визначається ширина фронту й позиція в ньому кожного елемента матриці системи;
- проводиться складання матриці жорсткості з елементів, які записані в допоміжному файлі;
- виконується прямий хід методу, у якому проводиться перетворення матриці системи до трикутної форми;
- виконується зворотний хід методу, у якому обчислюються вузлові прирости переміщень;
- проводиться запис вузлових переміщень у файл для використання в наступних обчисленнях

8. Обчислюються прирости деформацій і напруг і їх повні значення в точках інтегрування по Гауссу.

9. Проводиться корекція вектора напруг, якщо він виходить за межі області, обмеженою поверхнею завантаження.

10. Обчислюється нев'язка в рівнянні й робиться перевірка виконання умови (4.33). Якщо воно виконується, то цикл по ітераціях закінчується. А якщо ні, то проводиться повернення до кроку 6.

11. Проводиться вивід результатів розрахунків, що стосуються до розглянутого приросту навантаження, у файл і повернення до початку циклу по приростах навантажень.

12. Після закінчення циклу по приростах навантажень проводиться вивід на дисплей графічної інформації, що цікавить користувача програмного комплексу. Сюди ставляться: схеми утворених пластичних зон і переміщень вузлів елементів дискретної системи; епюри переміщень і напруг по заданим користувачем перерізам при будь-якому прирості навантажень. Ця ж інформація в табличній формі виводиться у файл результатів розрахунків. Додатково в цей файл виводяться: реакції в накладених зв'язках; максимальні й мінімальні напруги в точках Гаусса елементів; точки Гаусса й номери елементів, у яких матеріал системи перебуває в стані плинності; значення компонентів вектора переміщень у всіх вузлах системи; значення компонентів тензора напруг у всіх точках Гаусса системи. Уся зазначена інформація може бути виведена на друкувальний пристрій.

РОЗДІЛ 4

4.1. Розрахунок задачі

У даній роботі розглядається проблема укріплення схилу для можливості влаштування дорожнього покриття в прибережній зоні. Запроектована споруда перебуває близько до води, яка є агресивною середою й затруднює використання конструкцій насичених арматурою, тому в даних умовах будемо розглядати масивну підпірну стіну трапецеїдального перерізу. Стійкість схилу укріпленого такого типу спорудженням в основному забезпечується власною вагою підпірної стінки. Зведення масивних берегоукріплювальних споруд є трудомістким і матеріалоемним процесом, при цьому такі споруди можуть мати протяжність, що вимірюється в кілометрах, у зв'язку із цим питання економії

ресурсів є пріоритетним. У даній роботі досліджується вплив розвантажуючої площадки на напружено-деформований стан спільної роботи підпірної стінки й навколишньої її ґрунтової основи.

Дослідження роботи системи стіна-ґрунт проводимо з використанням програмного комплексу Plaxis v8.5. Розрахункова схема показана на мал. 4.1. Схил складний з різних ґрунтів, характеристики яких, описано в таблиці 4.1. Ґрунти розраховуються як нелінійно-деформуєма середа.

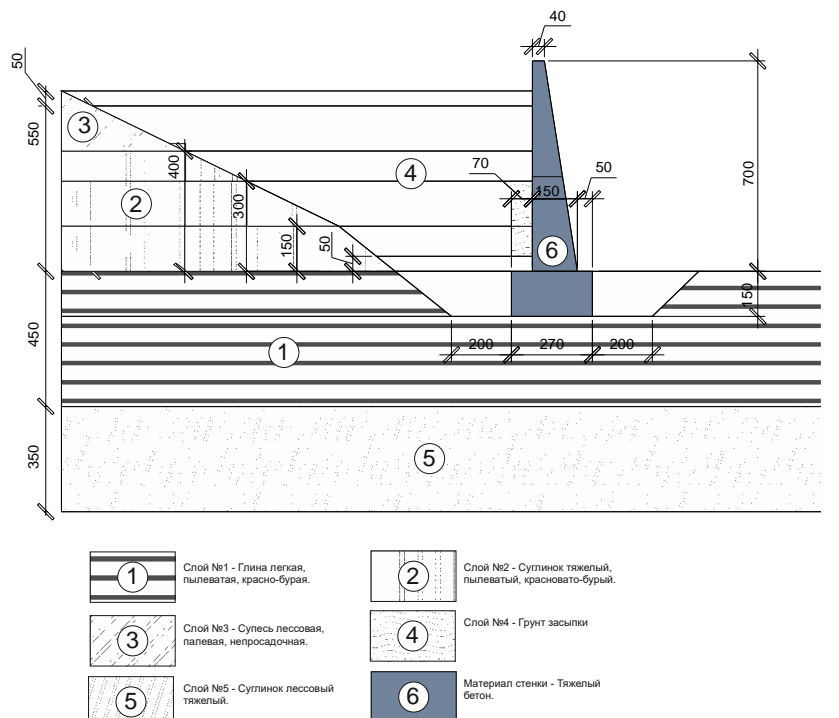


Рис 4.1. Розрахункова схема

Таблица 4.1

Name	Type	g_{unsat} [kN/m ³]	g_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	n [-]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	ϕ [°]	γ [°]	R_{inter} [-]
1 Clay Low	Drained	16.00	20.00	0.01	0.01	0.35	19100.00	54.00	19.00	0.00	1.00
2 Loam	Drained	16.00	19.40	0.10	0.10	0.30	14000.00	35.00	24.00	0.00	1.00
3 Loamy sand	Drained	14.00	18.00	0.30	0.30	0.30	2000.00	9.00	21.00	0.00	1.00
4 Sandy backfill	Drained	18.00	18.00	1.00	1.00	0.30	11000.00	0.10	27.00	0.00	0.90
5 Loam Low	Drained	16.00	20.00	0.10	0.10	0.35	11000.00	25.00	26.00	0.00	1.00

Матеріал стінки заданий як бетон з характеристиками, наведеними нижче в таблиці 4.2. Для розрахунків підпірної стінки використовується пружна модель.

Таблиця 4.2

Name	Type	g_unsat	g_sat	k_x	k_y	n	E_ref	R_inter
		[kN/m ³]	[kN/m ³]	[m/day]	[m/day]	[-]	[kN/m ²]	[-]
Concrete	UnDrained	25	25	0	0	0.2	27500000	1

Розрахунок ведеться в 9 етапів, які відповідають технології зведення підпірних стін. На першому етапі визначається напружено-деформований стан масиву ґрунту спланованого до початку зведення стінки. Розрахункова схема 1го етапу, а також контури напруг у середі показано на мал. 4.2. Деформації, що виникли на даному етапі, будуть обнулені, і не враховуються надалі.

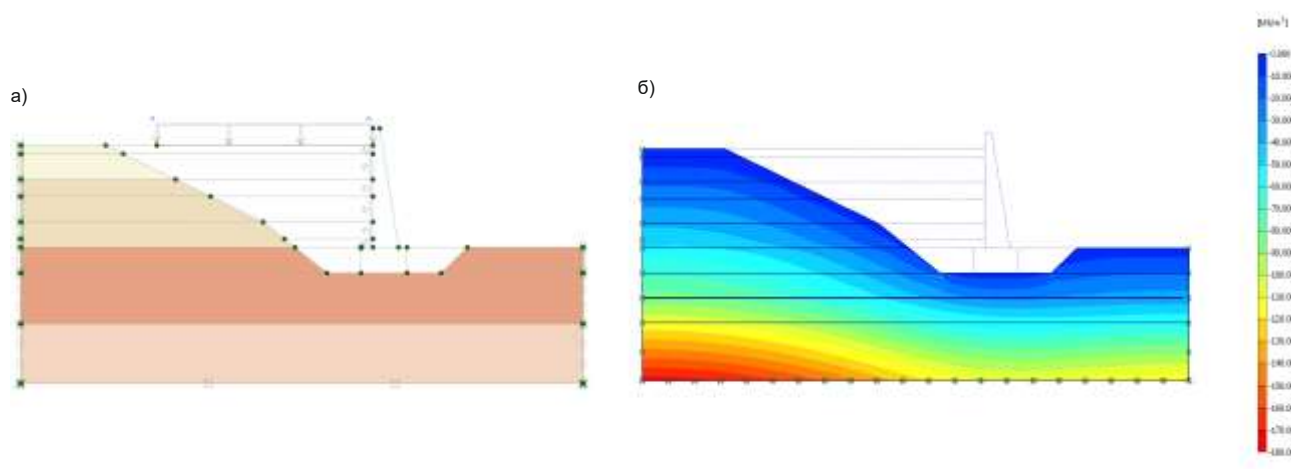


Рис 4.2 а) розрахункова схема першого етапу, б) епюра напруг у ґрунті

На другому етапі будівництва зводиться й встановлюється в проектне положення сама стінка (рис 4.3).

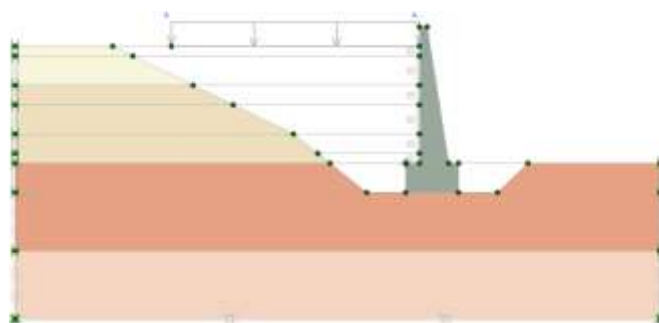


Рис 4.3. Розрахункова схема для другого етапу

Із третього по восьмий етап ведеться пошарове засипання з тильної сторони стінки, і до позначки бм над верхом фундаменту (мал. 4.4 а)-е).

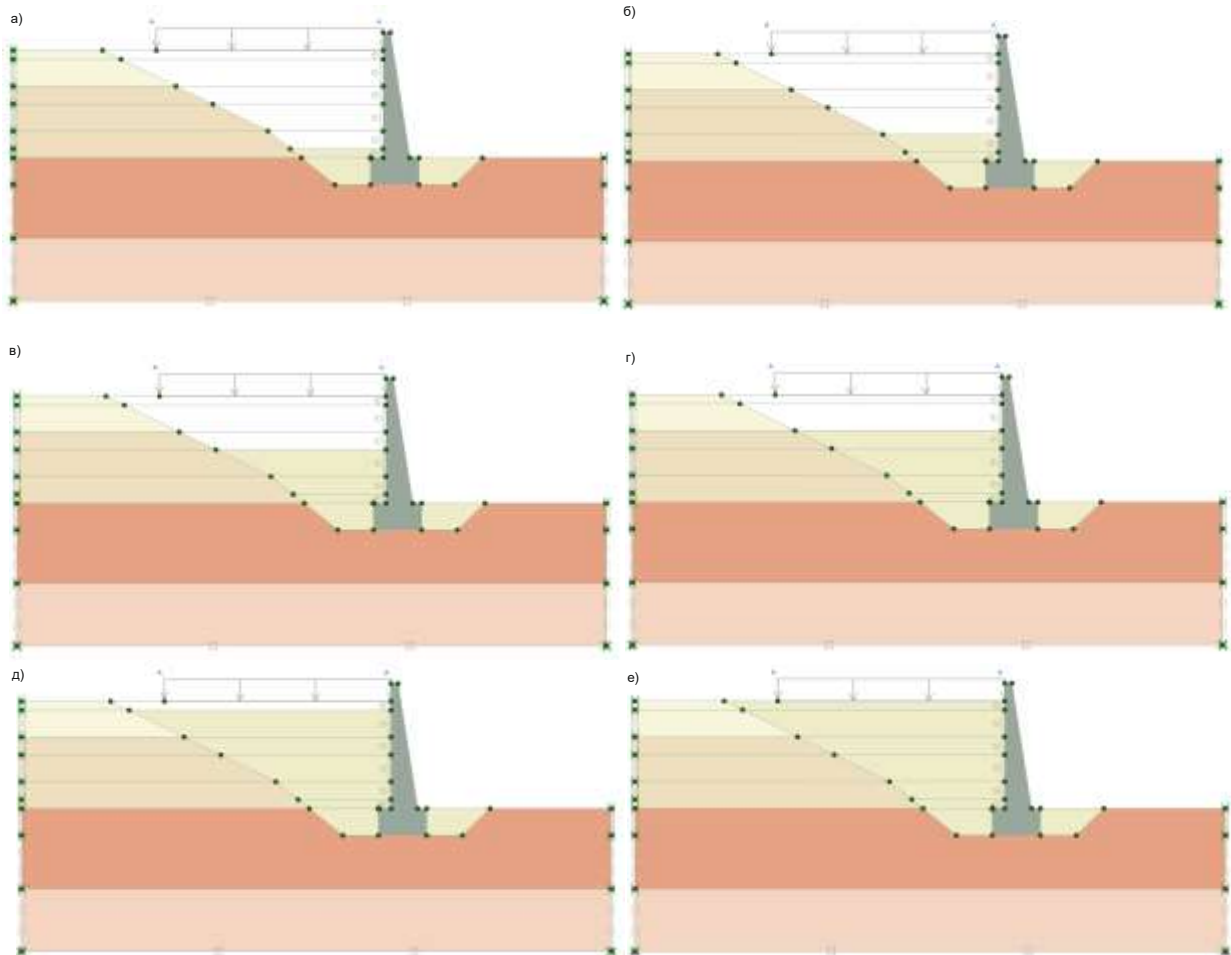


Рис 4.4. а) 3-й етап, б) 4-ий етап, в) 5-ий етап, г) 6-ий етап, д) 7-ий етап, е) 8-ий етап

На дев'ятому, останньому етапі розрахунку до системи прикладається зовнішнє розподілене навантаження в 25Кн/м (рис 4.5), що є експлуатаційним навантаженням, від транспортних засобів і техніки, що будуть знаходитися на верхній терасі схилу.

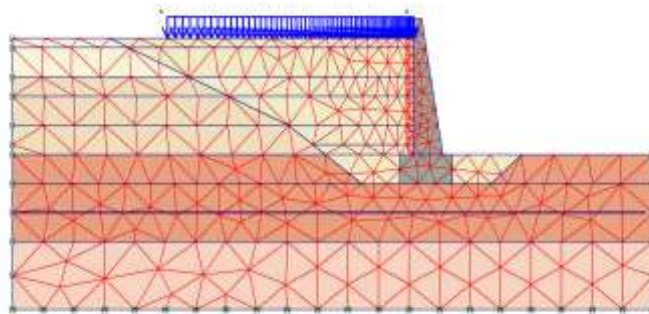


Рис 4.5 Сітка кінцевих елементів 9-го етапу

Розглянемо далі отримані в результаті розрахунків деформації всієї системи, епюру напруг, а також зони пластичних деформацій у ґрунті (Рис. 4.6).

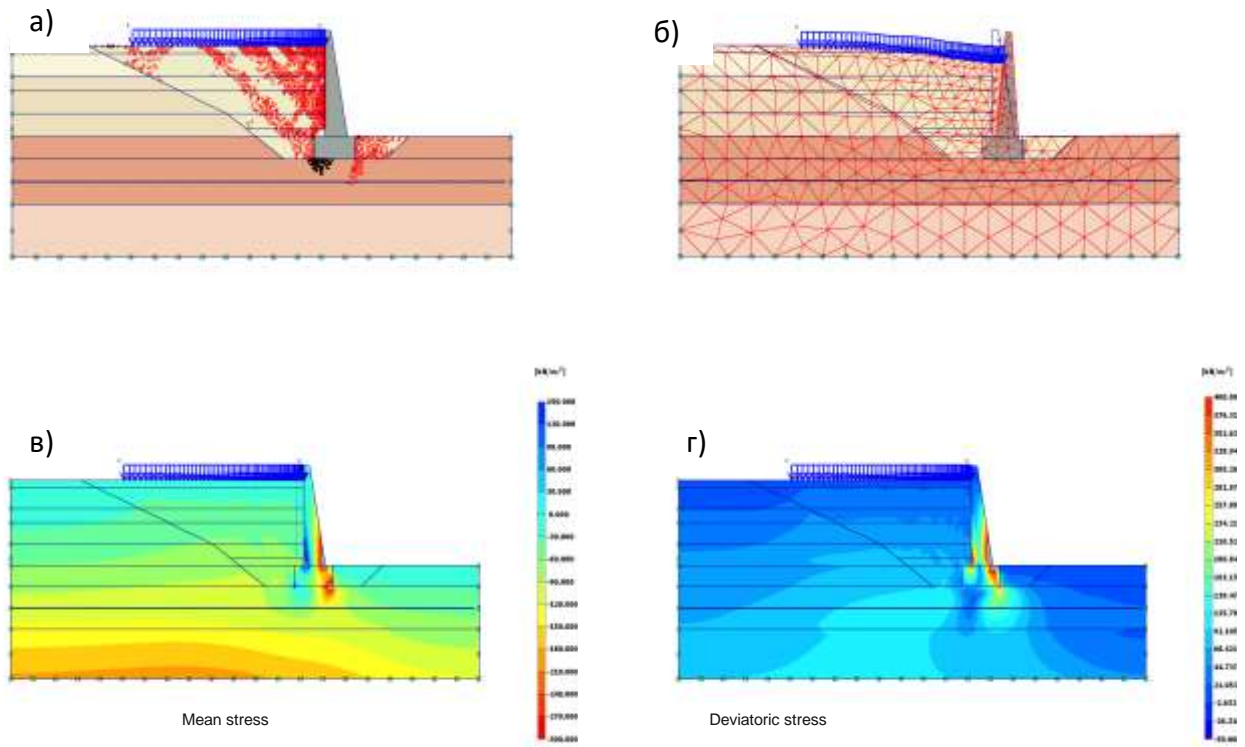


Рис. 4.6. а) зони пластичних деформацій і розривів ґрунту, б) деформована система, в) еюра нормальних напруг, г) еюра дотичних напружень.

Більш детально розглянемо еяру бічного тиску ґрунту й еяру переміщення тильної грані стінки (Рис. 4.7).

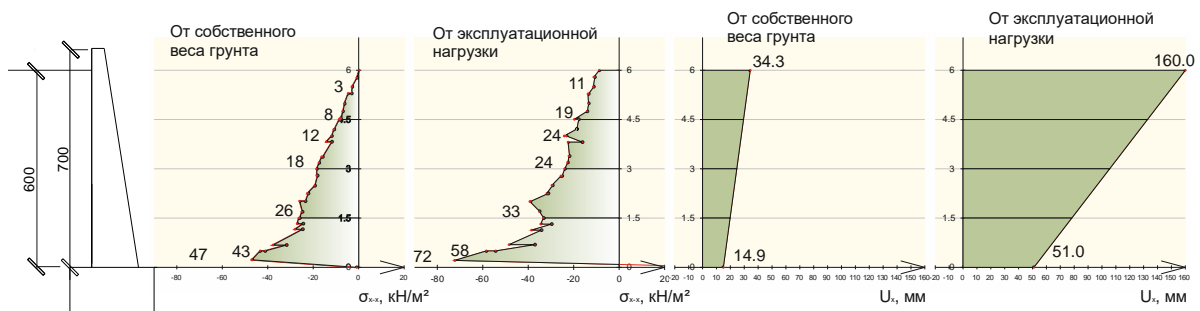


Рис. 4.7. Еяри тиску ґрунту й переміщень стінки

З метою зменшення переміщень і бічного тиску на підпірну стінку в ній з боку засипки встановлюється розвантажуюча площадка. Вона являє собою як залізобетонну плиту заанкеровану в саму стінку. Для визначення характеру впливу розвантажуючої площадки на підпірну стіну й ґрунтову середу будемо встановлювати її на різних рівнях, і варіювати її шириною. Також досліджуємо зміну впливу плити на систему, при розташуванні її під нахилом нагору й униз.

Площадку встановлюємо на висотах 0.5, 1.5, 3.0, 4.0, 5.5м від верху фундаменту підпірної стінки(Рис 4.6).

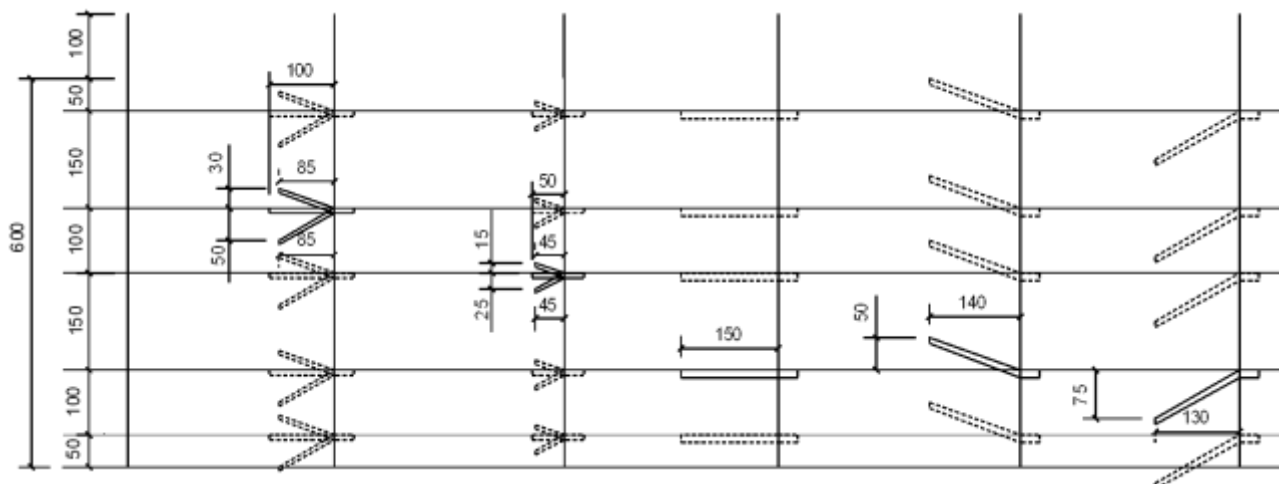


Рис 4.8. Схема розташування підставок, що розвантажують

Проведений розрахунок усіх вище вказаних ситуацій. Результати наведені в вигляді таблиць та епюр в додатку до даної роботи. Можлива похибка ітераційного процесу складає 5%.

Висновки

1. На основі використання теорії пластичної течії зі зміцненням, що базується на застосуванні принципу максимуму Мізеса, отримані у формі, зручної для застосування до розрахунків берегоукріплювальних споруд рівняння, що впливають:
 - 1.1 рівняння станів у приростах; ці рівняння застосовні як для конструкцій, так і для ґрунтової середовища, які утворюють єдину спільну систему;
 - 1.2 рівняння віртуальних робіт, яке зручно для дискретизації системи;
 - 1.3 геометричні рівняння в приростах при малих подовженнях, зрушеннях і кутах повороту.
2. В інваріантній формі, яка зручна для чисельної реалізації, наведені рівняння функцій завантаження, що впливають із умови Кулона – Мора, яка застосована для ґрунтового середовища;
3. Наведена модифікація функцій завантаження, яка дозволяє враховувати об'ємні пластичні деформації не тільки від формозміни середовища, але й від всебічного розтягнення й стиску.
4. Поверхня завантаження Кулона – Мора має сингулярні лінії й точки. Досліджені їхні особливості й дані деякі рекомендації з їхнього усунення.
5. Наведений алгоритм розв'язку розглянутих задач.
6. Використовується програмний комплекс, який
 - реалізує описаний алгоритм розв'язку;
 - організує введення вихідних даних;
 - виводить отриману інформацію у вигляді таблиць, епюр і графіків у вихідний файл і на дисплей;
 - надає допомогу при введенні вихідних даних, виводу результатів розв'язку, у поясненнях до алгоритму розв'язку й в інших ситуаціях.
 - Дискретизація системи й основних рівнянь виконана методом скінченних елементів. Використані скінченні ізопараметричні восьмивузлові й трикутні елементи. Наведені:

- матриці жорсткості зазначених елементів;
 - матриці жорсткості системи;
 - матриці навантаження елементів;
 - матриці навантаження системи.
7. Використовується ітераційний процес, виконує наступні задачі:
- a. лінеаризація вихідних рівнянь;
 - b. повернення вектора напруг в область, обмежену поверхнею завантаження;
 - c. розв'язок розглянутих крайових задач із заданою точністю.
8. У результаті аналізу отриманих даних по впливу з/б розвантажуючої площадки на спільну роботу підпірної стінки й навколишнього ґрунту, одержали:
- 1.1 найістотніший вплив на систему виявляє полка з найбільшою розглянутою шириною – 1,5м;
 - 1.2 Оптимальна висота установки плити залежно від системи коливається, проте можна виділити висоти 3 і 4м над рівнем фундаменту.
 - 1.3 залежно від типу засипання самими вигідними комбінаціями виявилися:
 - горизонтальна площадка шириною 1,5м на висоті 4м при засипці піском;
 - горизонтальна площадка шириною 1,0м на висоті 4м при засипці місцевим суглинком, у цьому випадку встановлення розвантажуючої площадки збільшує нахил стінки, але перешкоджає переміщенню її основи;
 - при площадці шириною 1,5м, під нахилом униз, на висоті 3м спостерігається найменші значення бічного тиску.
9. Була проведена перевірка шляхом експерименту, результати якого приведені у додатку 2.

Перелік використаної літератури

1. Снітко Н. К. Статичний та динамічний тиск ґрунтів та розрахунок підірних стінок. - Держбудвидав. - Ленінград, 1963. – 295с.
2. Цагарелі З.В. Нові полегшені конструкції підірних стін. - Будівництво. - Москва, 1969. – 195с.
3. Лінович Л. Є. Розрахунок та конструювання частин цивільних будівель. - 8-е вид., Перероб. та дод. - Будівельник. – Київ 1972. – 664с.
4. Ворожцов Є. В. Різнісні методи вирішення завдань механіки суцільних середовищ: Навч. допомога. – Видавництво НДТУ – Новосибірськ, 1998. – 86с.
5. Підстави та фундаменти: Довідник / За ред. проф. Г. І. Швецова. - Вища школа. - Москв, 1991. – 383с.
6. Крауч С., Старфілд А. Методи граничних елементів у механіці твердого тіла. - Видавництво "Світ". - Москва, 1987. – 328с.
7. Фадєєв А.Б. Метод кінцевих елементів у геомеханіці. - Надра. - Москва, 1987. – 221с.
8. Іванов П. Л. Ґрунти та основи гідротехнічних споруд. - Вища школа. - Москва, 1985. – 352с.
9. Александров А.В., Потапов В.Д. Основи теорії пружності та пластичності. - Вища школа. - Москва, 1990. – 400с.
10. Новожилов В. В. Теорія пружності. - Судпрмгіз. - Ленінград, 1958. – 370 с.
11. Івлєв Д.Д., Биковцев Г.І. Теорія пластичного тіла, що зміцнюється. – Наука. - Москва 1971. – 231 с.
12. Зарецький Ю. К. Лекції з сучасної механіки ґрунтів. - Вид. Ростовського університету. - Ростов, 1989. – 608 с.
13. Гришин В. А., Дорофєєв В. С. Деякі нелінійні моделі ґрунтового середовища. - Зовнішрекламсервіс. – Одеса, 2007. – 310 с.
14. Zienkiewicz O. C. Метод скінченних елементів. - Mcgraw-Hill Book Company (UK) Limited, 1986. – 787 p.

15. Ортега Дж., Рейнболдт У. Ітераційні методи розв'язання систем рівнянь із багатьма невідомими. - Видавництво "Світ". - Москва, 1975. – 558 с.
16. Пісанецькі С. Технологія розряджених матриць. - Видавництво "Світ". - Москва, 1988. – 411 с.
17. Дуброва Г.А. Взаємодія ґрунту та споруд. - М.: Транспорт, 1963. – 220 с.
18. Лазебник Г.Є. Тиск ґрунту на споруди. - Київ; ППШВ, 2005. – 244 с.
19. Яковлев П.І. Дослідження роботи розвантажувальних плит підпірних стінок// Гідротехніка. - 1964, вип.3, с. 69-85.

Порівняння результатів розрахунків з експериментальними даними, отриманими П.І.Яковлевим

Для зменшення тиску ґрунту на підпірні стіни застосовуються різні заходи, які викладені, наприклад, в роботах [17, 2, 18, 19]. Для порівняння результатів пропонованого тут методу розрахунку з експериментальними даними будуть використані спостереження, отримані в роботі [19]. Дослідження проводилися в лотку шириною 100 см, висотою 109,1 см і довжиною 177,5 см (див. Рис. 4.44). Досліди проводилися з вертикальною стінкою і чотирма моделями розвантажують плит шириною 7,3; 14,5; 21,8 і 29,1 см (див. Рис. 4.45), встановлених на різних глибинах від поверхні засипки. Моделі плит були виконані з дошки товщиною 4 см. По довжині ПЛИТА спиралася на 4 зварених з кронштейна 45 × куточка 45 мм. До кожного з кронштейнів плиту кріпили двома болтами. Кронштейни в свою чергу кріпили болтами до стінки. Таким чином досягали досить жорсткого кріплення плити до стінки.

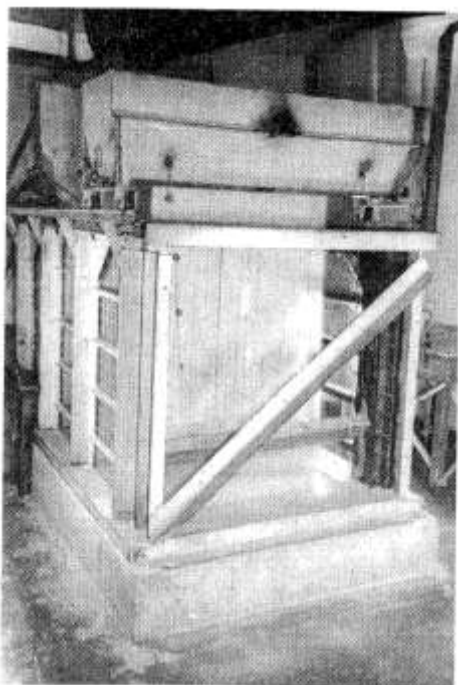


Рис. 4.44. Загальний вигляд ґрунтового лотка з рухомих уздовж нього бункером

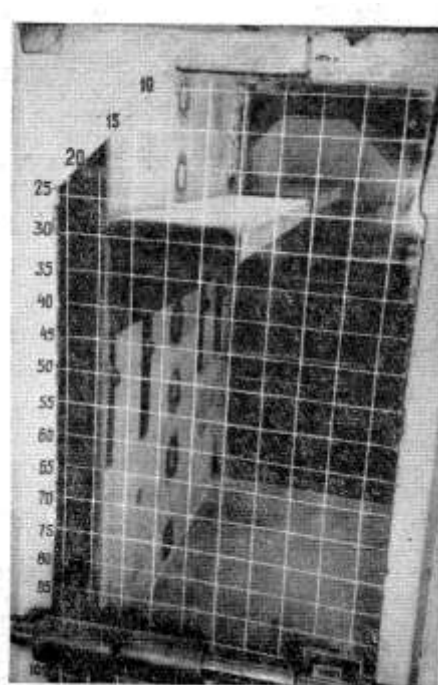


Рис. 4.45. Загальний вигляд моделі вертикальної стінки з розвантажувальною плитою

з розсіює пристроєм.

шириною 21,8 см

Лоток наповнювався горизонтальними шарами товщиною по 10 см за допомогою пересувається уздовж лотка бункера з підвішеним до нього розсіює пристроєм у вигляді сита. Частинки піску з розсіює пристрої, що підвішується на прийнятому відстані над покрівлею засипали шару, падають у вигляді «дощу», що і забезпечує однакову щільність засипки (див. Рис. 4.44). Коли лоток наповнювався до рівня верхніх граней кронштейнів, встановлювали і закріплювали плиту, в яку було вмонтовано датчики з мембранами, розташованими врівень з верхньою площиною плити.

Тиск на стінку вимірювали за допомогою 7 датчиків, встановлених на глибині 8; 23; 38; 53; 68; 83; і 103 см. Решта датчиків були розташовані на плиті і в ґрунтовій засипці. Датчики на плиті (1, 2 або 3 шт. В залежності від ширини її) мали по осі лотка, а в ґрунтовій засипці створ розташування датчиків зміщувався на 10 см від осі в бік однієї з бічних стінок лотка. Це було зроблено для запобігання екранування, яке могло спотворити показання датчиків на стінці. Мембрани ґрунтових датчиків були розташовані в горизонтальній площині. Ґрунтові датчики були розміщені двома групами, перша - в засипці на рівні верху плити, друга - в засипці під плитою (. Рис 4 46).

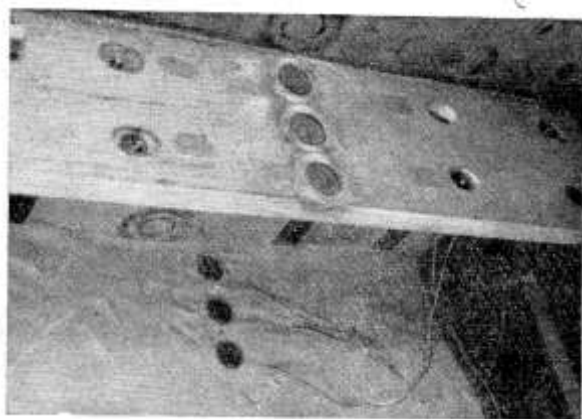


Рис. 4.46. Ґрунтові датчики, розташовані під плитою 21,8 см

Як засипки використовувався пісок, щільність якого дорівнює 1515 т / м³, а кут внутрішнього тертя $\varphi = 33^\circ 30'$.

Для порівняння експериментальних і розрахункових даних приймалася ширина розвантажувальної плити рівна 14,5 см. Вона встановлювалася при заглибленні 27,3 см від поверхні засипки. Лоток заповнювався піском до верху стіни, навантаження на засипку не докладає. На малюнку 4.47 наведена еюра нормального тиску піску на вертикальну грань моделюється масивної нерухомої стіни. Суцільною лінією також показані експериментальні дані. З малюнка видно, що найбільші відхилення нормального тиску піску на

вертикальну стінку спостерігаються під розвантажує плитою. У цій області дані, отримані з використанням програмних комплексів PLASTICA і PLAXIS в 2,5 рази більше в порівнянні з експериментом. Це пояснюється тим, що при малій ширині розвантажувальної плити (14,5 см) і сипучої засипці бічний тиск ґрунту в нижній частині плити відрізняється від нуля. Слід також зазначити, що результати розрахунку в програмному комплексі PLAXIS виходять дещо завищеними в порівнянні з PLASTICA і експериментом.

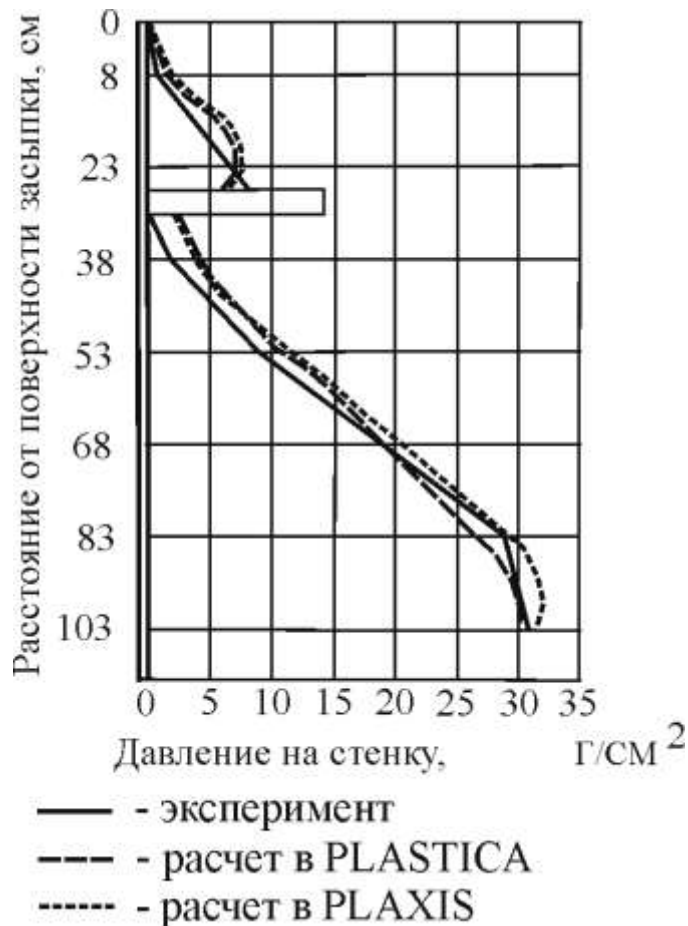


Рис. 4.47. Епюри нормального тиску піску на масивну вертикальну стіну з розвантажувальної плитою

За результатами порівняння в цьому прикладі можна відзначити, що найбільші відхилення нормального тиску піску на вертикальну стінку спостерігаються під розвантажує плитою. У цій області дані, отримані з використанням програмних комплексів PLASTICA і PLAXIS в 2,5 рази більше в порівнянні з експериментом. Це пояснюється тим, що при малій ширині розвантажувальної плити (14,5 см) і сипучої засипці бічний тиск ґрунту в нижній частині плити відрізняється від нуля. Слід також зазначити, що

результати розрахунку в програмному комплексі PLAXIS виходять дещо завищеними в порівнянні з PLASTICA і експериментом.