

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ МОРСЬКИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

КАЛЮЖНИЙ ОЛЕКСІЙ ВІКТОРОВИЧ

УДК 627.24:624.12/13.004

ДИСЕРТАЦІЯ

**ВДОСКОНАЛЕННЯ ТЕХНІЧНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ
ВОДНОТРАНСПОРТНИХ ПОРТОВИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ
СПОРУД ГРАВІТАЦІЙНО-ПАЛЬОВОГО ТИПУ**

Спеціальність 05.22.20 - експлуатація та ремонт засобів транспорту

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів та текстів інших авторів мають посилання на відповідні джерела



О.В. Калюжний

Науковий керівник Дубровський Михайло Павлович - доктор технічних наук,
професор

*Перший примірник дисертації є ідентичним
за змістом зі всіма іншими примірниками*

Учений секретар



О. ДРОЖЖИН

Одеса – 2020

АНОТАЦІЯ

Калюжний О.В. Вдосконалення технічної експлуатації водотранспортних портових гідротехнічних споруд гравітаційно-пальового типу. - Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.22.20 «Експлуатація та ремонт засобів транспорту». - Одеський національний морський університет Міністерства освіти і науки України, Одеса, 2020.

Економічний і соціальний розвиток України передбачає значний розвиток транспортної галузі, зокрема, водного транспорту. Традиційні конструкторсько-технологічні рішення портових гідротехнічних споруд значною мірою вичерпали ресурси оптимізації. У зв'язку з цим розробка інноваційних підходів при технічній експлуатації водотранспортних споруд, що поєднують збереження необхідних параметрів міцності, стійкості і надійності з економічно ефективними вдосконаленнями, може стати важливим чинником при реалізації поставлених масштабних завдань транспортної галузі.

Складність інженерно-геологічних умов значної частини морського узбережжя України у поєднанні з високою інтенсивністю експлуатаційних навантажень на портові гідротехнічні споруди обумовлюють необхідність розробки нових ефективних конструкцій і технологій, у тому числі споруд змішаного типу.

Одним з основних навантажень, що сприймаються причальними спорудами розпірного типу при їх експлуатації, є боковий тиск ґрунту. В зв'язку з цим видається актуальним напрям дослідження, що враховує зв'язок навантаження від бічного тиску ґрунту з величиною, напрямом і характером переміщень і деформацій споруди, тобто методи, що оперують кінематичними параметрами системи "споруда - ґрунтове середовище". Це

дослідження присвячено вдосконаленню технічної експлуатації засобів водного транспорту шляхом розробки економічно ефективних і технічно обґрунтованих інноваційних конструкторсько-технологічних рішень гравітаційно-пальових водотранспортних портових гідротехнічних споруд, що поєднують основні експлуатаційні переваги традиційних жорстких підпірних стінок і технологічної пальової основи.

У першому розділі розглянуто гравітаційно-пальові конструкції і методи їх технічної експлуатації як ефективний розвиток і вдосконалення портової гідротехніки, в цілому, і водотранспортних портових гідротехнічних споруд змішаного типу, зокрема.

Стійкість гравітаційно-пальових споруд при дії зовнішніх навантажень забезпечується спільною роботою гравітаційної частини і паль. Найбільш ефективне таке поєднання при будівництві та експлуатації споруд на порівняно слабких ґрунтах малої потужності, що підстилаються міцнішими, особливо в сейсмічно активних районах. Обґрунтування, розробка і усебічне дослідження конструкції змішаного типу, що об'єднує переваги двох основних типів споруд і позбавленої властивих їм недоліків, дозволить істотно розширити сферу застосування такої змішаної конструкції і забезпечити реалізацію універсальних конструкторсько-технологічних рішень в максимально широкому діапазоні інженерно-геологічних і експлуатаційних умов.

Гравітаційно-пальові основи можуть розглядатися як ефективні конструктивні елементи причальних, захисних і берегозахисних споруд. Їх впровадження в практику експлуатації водотранспортних споруд і портового гідротехнічного будівництва сприятиме підвищенню економічності технічних рішень в порівнянні з традиційними типами споруд і приведе до економії як капітальних витрат при будівництві, так і експлуатаційних витрат в діяльності портів.

Для оптимального використання можливостей гравітаційно- пальових модулів потрібні усебічні дослідження їх роботи, результати яких повинні знайти відображення в рекомендаціях по технічній експлуатації, розрахунку і проектуванню даних споруд.

Перспективним напрямом дослідження слід вважати також розробку інноваційних підходів до використання пальових опор, зокрема, застосування буронабивних паль.

У другому розділі проаналізовано сучасний стан проблеми дослідження портових гідротехнічних споруд змішаного типу і їх технічної експлуатації.

Виконаний аналіз експериментальних досліджень моделей гравітаційно - пальових споруд дозволив виявити ряд цікавих і важливих особливостей даних конструкцій :

- здатність сприймати горизонтальне навантаження (при одних і тих же горизонтальних зміщеннях) у комбінованої споруди вище, ніж у традиційного з фундаментною плитою;
- несуча здатність комбінованої споруди залежить від жорсткості затискання голови палі в плиті (чим вище жорсткість затискання, тим вище горизонтальна опірність конструкції);
- вичерпання несучої здатності гравітаційно – пальової конструкції відбувається при набагато більших переміщеннях, ніж у традиційної споруди;
- для визначення напружено-деформованого стану пальових опор істотне значення мають горизонтальні навантаження (тертя, що трансформуються в сили, по контакту з фундаментною плитою) і вигинаючі моменти, що передаються на палову основу гравітаційною частиною споруди.

Таким чином, важливим завданням, рішення якого повинне сприяти підвищенню ефективності технічної експлуатації досліджуваних споруд і збільшенню точності розрахунку конструкції, є вдосконалення методів визначення бічних навантажень на підпірну стінку споруди, тобто

навантажень від тиску розпору ґрунту, залежних значною мірою від кінематики системи «споруда - ґрунтове середовище».

Як показав аналіз відомих методів і підходів до рішення цієї задачі, одним з перспективних напрямлень являється розгляд і рішення змішаної задачі, яка ураховує виникнення, одночасне існування і взаємодію в ґрунтовому середовищі, що взаємодіє із спорудою, областей граничного і дограничного напружених станів. Розвитку такого підходу присвячені розробки, приведені в розділах 3 і 4 цього дослідження.

В третьому розділі вивчено аналіз навантажень на гравітаційно-пальові конструкції від тиску ґрунту в стані спокою.

На основі аналізу попередніх досліджень розроблена методика визначення основних параметрів, що характеризують бічний тиск ґрунту в стані спокою на підпірну стінку споруди гравітаційно-пального типу.

У розгляд введені такі поняття як «дорозпорний» та «довідпорний» бічний тиск ґрунту в стані спокою, що дозволяє враховувати потенційний напрям зміщень і деформацій споруди після прикладання до нього зовнішніх навантажень.

Для оцінки відмінності між «дорозпорним» та «довідпорним» бічним тиском ґрунту в стані спокою введені і проаналізовані такі параметри, як «поріг гравітації» і коефіцієнт трансформації. Ці параметри мають важливе значення при проектуванні підпірних стінок, оскільки показують на скільки і в скільки разів «довідпорний» бічний тиск ґрунту в стані спокою, що раніше взагалі не враховувалося при проектуванні даних споруд, перевищує «дорозпорний» тиск, який раніше приймався як єдиний бічний тиск ґрунту в стані спокою незалежно від напрямку дії зовнішнього навантаження, що викликає подальші переміщення або деформації споруди. Оскільки «довідпорний» бічний тиск ґрунту в стані спокою може перевищувати «дорозпорний» тиск в рази (у інтервалі від трьох до восьми разів залежно від співвідношення початкових даних, що характеризують міцності властивості

грунту), облік введених в розгляд параметрів може істотно підвищити точність проектування і розрахунку причальних і інших конструкцій гравітаційно-пального типу, а значить вплинути на надійність і техніко-економічні параметри споруди.

На основі чисельного моделювання виявлено і вивчено якісний і кількісний вплив основних початкових даних на величини бічного тиску ґрунту засипки на підпірну стінку споруди : кута внутрішнього тертя засипки і кута контактного тертя. Розроблено рекомендації по оптимальному застосуванню розрахункових залежностей і розрахункових моделей, використовуваних при проектуванні даних споруд.

Отримані розрахункові залежності і результати чисельного аналізу можуть бути застосовані при проектуванні і розрахунку не лише споруд гравітаційно-пального типу, але і інших споруд, що включають жорсткі або такі, що мало деформуються підпірні стінки.

В четвертому розділі представлено результати чисельного експериментування до удосконалення гравітаційно – палих споруд і методів їх технічної експлуатації при взаємодії з ґрунтовим середовищем.

У цьому розділі вивчено основні питання застосування при технічній експлуатації портових гідротехнічних споруд кінематичних методів аналізу напружено - деформованого стану системи «підпірна стінка - ґрунтове середовище», заснованих на моделі змішаного напруженого стану ґрунту і орієнтованих на гравітаційні стінки досліджуваних в справжній роботі конструкцій гравітаційно – пального типу.

В результаті математичного моделювання роботи жорсткої підпірної стінки отримано нові дані про вплив як геометрії експлуатованої споруди, так і основних фізико - механічних характеристик ґрунтового середовища

Апробація згаданих методик на конкретних прикладах споруд та отримані позитивні результати дозволяють рекомендувати їх використання в практиці проектування, будівництва, технічної експлуатації і реконструкції водотранспортних споруд.

Таким чином в дисертаційній роботі:

1. Розроблено інноваційне конструкторсько-технологічних рішення портової гідротехнічної споруди гравітаційно-пального типу (патент України) для використання при будівництві, реконструкції або ремонті водотранспортних портових гідротехнічних споруд.

2. Розроблено, досліджено і застосовано нові підходи до визначення навантажень від бокового тиску ґрунту при проектуванні і розрахунку споруд гравітаційно-пального типу для використання при проектуванні та реалізації заходів щодо технічної експлуатації розглянутих конструкцій.

3. Досліджено шляхом математичного моделювання особливості впливу кінематики системи «споруда – ґрунтове середовище» на сприйняття навантажень від бокового тиску ґрунту.

4. На основі математичного моделювання проведено аналіз напружено-деформованого стану системи «споруда - ґрунтове середовище» для досліджуваного типу портових гідротехнічних споруд. Зіставлення отриманих розрахункових даних з результатами традиційних методів розрахунку продемонструвало ефективність застосованих методик.

5. Розроблені рішення і методи впроваджені в практику технічної експлуатації, реконструкції та будівництва водотранспортних портових гідротехнічних споруд, а також у навчальний процес в ОНМУ.

Наукова новизна отриманих результатів.

Вперше:

1. Розроблено інноваційне конструкторсько-технологічне рішення портової гідротехнічної споруди гравітаційно-пального типу для використання при будівництві і технічній експлуатації засобів водного транспорту, на що отримано патент України.

2. Розроблено нові підходи до визначення навантажень на водотранспортні споруди від бокового тиску ґрунту при їх проектуванні і технічній експлуатації.

3. Досліджено вплив кінематики системи «гідротехнічна споруда змішаного типу - ґрунтове середовище» на сприйняття навантажень від бокового тиску ґрунту і отримано нові результати для оцінки напружено-деформованого стану даної системи.

Вдосконалено та отримало подальший розвиток:

- методи технічної експлуатації портової гідротехнічної споруди гравітаційно-пального типу за рахунок уточнення взаємозв'язку між переміщеннями/деформаціями конструкції і навантаженнями.

Практична значущість отриманих результатів. Розроблене інноваційне конструкторсько-технологічне рішення гідротехнічної споруди гравітаційно-пального типу дозволяє удосконалити методи проектування, будівництва і технічної експлуатації водотранспортних споруд, забезпечує підвищення їх економічних і експлуатаційних параметрів.

Запропоновані підходи при розробці кінематичної моделі системи «ґрунтове середовище-портова споруда» дозволяють більш точно, ніж традиційні методи, описати реальні умови взаємодії споруди, яка експлуатується, з ґрунтовим середовищем, а значить оцінити фактичну несучу спроможність системи.

Практичну цінність мають наступні результати:

- інноваційне конструкторсько-технологічне рішення портової гідротехнічної споруди гравітаційно-пального типу;
- метод визначення навантаження на гідротехнічні споруди розпірного типу від бокового тиску ґрунту з урахуванням його кінематики.

Дисертаційна робота пов'язана з вирішенням комплексних проблем, які розроблюються кафедрою «Морські і річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація» (МРПВШіТЕ) Одеського національного морського університету по темам для Міністерства освіти і науки України: (1) Розробка

методів забезпечення експлуатаційної і екологічної надійності воднотранспортних споруд України для інфраструктури міжнародних транспортних коридорів . Номер державної реєстрації роботи: 0102V005393.

(2) Розробка єдиних теоретичних основ взаємодії жорстких і гнучких елементів з суцільним і водним середовищами. Номер держреєстрації 0106U001269. (3) Екологічно ефективні і економічні конструкторсько-технологічні вирішення підпірних стінок воднотранспортних споруд. Номер державної реєстрації роботи: 011U001978. (4) Розробка методів забезпечення ефективного функціонування інфраструктури водних шляхів (на прикладі 7 (Дунайського) міжнародного транспортного коридору). Номер держреєстрації 0109U000815.

Отримані практичні результати знайшли використання при проектуванні та реконструкції причальних споруд в ДП «Морський торговельний порт Південний». Вони також використовуються у навчальному процесі в ОНМУ на факультеті воднотранспортних та шельфових споруд.

Ключові слова: технічна експлуатація, гравітаційно-пальова споруда, навантаження від тиску ґрунту, кінематичний метод, граничний та дограничний стани, несуча здатність.

Список опублікованих праць за темою дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні результати дисертації

1. Калюжный А.В. Кинематический анализ работы портового причального сооружения распорного типа (часть 1). /Дубровский М.П., Калюжный А.В. //Вісник Одеського державного морського університету. 4'99. Одеський державний морський університет, 1999. С. 106-115. ISSN 2226 – 1893 (Фахове видання)
2. Калюжный А.В. Кинематический анализ работы портового причального сооружения распорного типа (часть 2). /Дубровский М.П., Калюжный А.В., С. Габи, А. Белакруф. // Вісник Одеського державного

- морського університету. 5'2000. Одеський державний морський університет, 2000. С. 115-124. ISSN 2226 – 1893 (*Фахове видання*)
3. Калюжный А.В. Обеспечение экологической безопасности портового города: эффективные конструкторско-технологические решения портовых сооружений. /Дубровский М.П., Пойзнер М.Б., Калюжный А.В. // Вестник Одесского государственного университета 7'2001. Одесский государственный морской университет, 2001.С.169-178. ISSN 2226 – 1893 (*Фахове видання*)
 4. Калюжный А.В. Определение давления грунта в состоянии покоя с учетом потенциального перемещения подпорной стенки. /Дубровский М.П., Калюжный А.В. //Вестник Одесского национального морского университета 8'2002. Одесский национальный морской университет, 2002. С.78-87.ISSN 2226 – 1893 (*Фахове видання*)
 5. Калюжный А.В. О боковом давлении грунта на подпорную стенку в состоянии покоя. /М.П. Дубровский , А.В. Калюжный . // Сборник научных работ /Полтавский национальный технический университет имени Юлия Кондратюка. Вып.12. Полтава, 2003. С.76-90. (*Фахове видання*)
 6. Калюжный А.В. Определение бокового давления грунта в зависимости от перемещений подпорной стенки. / М.П. Дубровский, Ю.В. Кузьменко , А.В. Калюжный , Д.К. Каличава // Світ Геотехніки. 3'2005. С.21-25. (*Фахове видання*)
 7. Kaluzhniy A. Some Innovations for Offshore and Harbor Berths Construction. /Doubrovsky M., Kaluzhnaya V., Kaluzhniy A., Oganesyanyan V. //Journal of Shipping and Ocean Engineering, Vol. 5, Number 3, May-June 2015, David Publishing Company, USA. pp. 115-122. <http://www.davidpublisher.org> (*Іноземне, індексується в міжнародних наукометричних базах: Google scholar; China National Knowledge Infrastructure; Hein Online Database, W.S.HEIN, USA; Chinese Database of CEPS; American Federal Computer Library center (OCLC), USA;*)

- Ulrich's Periodicals Directory; ProQuest/CSA Social Science Collection, Public Affairs Information Service (PAIS), USA; Summon Serials Solutions; J-Gate; AcademicKeys; CiteFactor (USA); getCITED; Scientific Indexing Services; INNO SPACE; Sjournals).*
8. Kaluzhniy A. Port and Marine Structures Made of Sheet Piling with Staggered Toe. /Doubrovsky M., Kaluzhnaya V., Adamchuk N., Kaluzhniy A., Dubrovskaya O. //Journal of Shipping and Ocean Engineering, Vol. 7, Number 4, July-August 2017, David Publishing Company, USA. pp. 168-173. <http://www.davidpublisher.org> (*Іноземне, індексується в міжнародних наукометричних базах: Google scholar; China National Knowledge Infrastructure; Hein Online Database, W.S.HEIN, USA; Chinese Database of CEPS; American Federal Computer Library center (OCLC), USA; Ulrich's Periodicals Directory; ProQuest/CSA Social Science Collection, Public Affairs Information Service (PAIS), USA; Summon Serials Solutions; J-Gate; AcademicKeys; CiteFactor (USA); getCITED; Scientific Indexing Services; INNO SPACE; Sjournals).*
9. О. В. Калюжний. Аналіз сучасного стану експлуатованих причальних споруд морських портів України / М.П. Дубровський, В.М.Петросян, О. В. Калюжний, В.С.Калюжна // Вісник Одеського національного морського університету, №2 (55) 2018, С.51-61. ISSN 2226 – 1893 (*Фахове видання*).

Роботи, що підтверджують апробацію матеріалів дисертації

10. Калюжний А.В. Некоторые особенности взаимодействия портовых гидротехнических сооружений с грунтовой средой. / М.П. Дубровский , А.В. Калюжний // 4-та Українська науково-практична конференція “Механіка ґрунтів та фундаментобудування”. Збірник наукових праць/Міжвідомчий науково-технічний збірник “Будівельні

конструкції”, вип. 53, книга 2. Київ, НДІБК, 2000. С. 254-261. ISBN 966-616 -027-7 (Фахове видання.)

11. Kaluzhny A.V. Influence of potential soil deformations on soil pressure at rest upon retaining wall. Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds. /Doubrovsky M.P., Khonelia N.N., Poizner M.B., Kaluzhny A.V. //Proceedings of the XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Prague, Czech Republic, 2003. Volume 2. Pp.521-526. . (Іноземне фахове видання).
12. Kaluzhny A.V. Assessment of soil lateral pressure depending on retaining wall displacements. /Doubrovsky M.P., Poizner M.B., Kalichava D.K., Kuzmenko Y.V., Kaluzhny A.V. // Geotechnology in Harmony with the Environment. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, Japan, 2005. Pp.889-893. (Іноземне, індексується в міжнародній наукометричній базі Scopus).

Патент:

13. Патент № 77249. Україна. МПК (2006) E02B 3/06, E02D 29/02. СПОСІБ ЗВЕДЕННЯ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ. (Дубровський М.П., Калюжний О.В.). Одеський національний морський університет. E02D 29/2, - Заяв. № 20040706267 от 27.07.2004. Опубл. 15.02.2006. бюл. №11. – 4 с.

ABSTRACT

Kalyuzhny A.V. Improvement of technical operation of water transport port hydraulic gravity-piled structures. Manuscript.

The thesis on obtaining a degree of the Candidate of engineering sciences by speciality 05.22.20 “Operation and repair of transportation means”. – Odessa National Maritime University of the Ministry of Education and Science of Ukraine, Odesa, 2020.

The economic and social development of Ukraine provides significant development of the transport sector, in particular, water transport. Traditional design and technological solutions of port hydraulic structures have largely exhausted the resources of optimization. The development of innovative approaches in the technical operation of water transport structures, combining the preservation of the necessary parameters of strength, stability and reliability with cost-effective improvements, can thereby become an important factor in the implementation of the set of large-scale tasks of the transport industry.

The complexity of engineering and geological conditions of a large part of the coastline of Ukraine combined with the high intensity of operational loads on port hydraulic structures necessitates the development of new efficient structures and technologies, including structures of mixed type.

One of the main loads perceived by berthing thrust type structures during their operation is the lateral pressure of the soil. Regarding this, the direction of research, taking into account the relationship of the load from the lateral pressure of the soil with the magnitude, direction and nature of displacement and deformation of the structure, that is, methods that operate with kinematic parameters of the system "construction - soil environment" is actual. These studies are devoted to improving the technical operation of water transport structures by developing cost-effective and technically sound innovative design and technological solutions for gravity-piled water-port hydraulic structures, which

combine the main operational advantages of traditional hard retaining walls and technological pile foundation.

The first chapter deals with gravity-piled structures and methods of their technical exploitation as an effective development and improvement of port hydraulic engineering in general and water-transport port hydraulic structures of mixed type in particular.

The stability of gravity-piled structures under the influence of external loads is ensured by the joint work of the gravitational part and piles. The most effective combination in the construction and operation of structures is on relatively weak soils of low power being lined with stronger ones especially in seismically active areas. The substantiation, development and comprehensive study of a mixed-type design combining the advantages of the two main types of structures and devoid of its inherent defects will significantly expand the scope of such a mixed design and ensure the implementation of universal design and technological solutions in the widest range of engineering, geological and operational conditions.

Gravity-piled foundations can be considered as effective constructive elements of berthing, protective and coastal protection structures. Their introduction into the practice of operation of water transport structures and port hydraulic engineering will contribute to improving the cost-effectiveness of technical solutions in comparison with traditional types of structures and will lead to savings both in capital costs of construction and operational costs of the port activity.

In order to optimally use the possibilities of gravity-piled modules, comprehensive studies of their work are required, the results of which should be reflected in the recommendations for technical operation, calculation and design of these structures.

The development of innovative approaches to the use of pillars, in particular, the use of drill piles, should also be considered as a promising area of research.

The current state of the problem of port hydraulic engineering works of mixed type and their technical exploitation is analyzed in the second chapter.

The analysis of experimental research of models of gravity-piled constructions has made it possible to reveal a number of interesting and important features of these designs:

- the ability to perceive the horizontal load (with the same horizontal displacements) in a combined structure is higher than that of a traditional base plate;
- the bearing capacity of a combined structure depends on the stiffness of clamping the head of the pile in the plate (the higher the rigidity of the clamping, the higher the horizontal resistance of the structure);
- exhaustion of the bearing capacity of the gravity-piled structure occurs at much larger displacements than in the traditional structure;
- for determination of the stress-strain state of the pile bearings, horizontal loadings (friction that are transformed into force in contact with the base plate) and bending moments, which are transmitted to the pile foundation by the gravitational part of the building, are essential.

Thus, an important task, the solution of which should increase the efficiency of the technical operation of the investigated structures and increase the accuracy of the calculation of the design, is to improve the methods of determining the side loads on the retaining wall of the structure, i.e. the load on the pressure of the release of soil, largely dependent on the kinematics of the system "construction - soil environment".

As shown by the analysis of known methods and approaches to the solution of this problem, one of the promising directions is the consideration and solution of a mixed problem that takes into account the emergence, simultaneous existence and interaction in the soil environment connected to the construction of the regions of the extreme and pre-extreme stressed states. The development of this approach is devoted to the developments presented in chapters 3 and 4 of this study.

In the third chapter the analysis of loads on gravity-piled constructions from soil pressure in the quiescent state is completed.

On the basis of the analysis of previous studies, a method for determining the main parameters characterizing the lateral pressure of the soil in the quiescent state on the retaining wall of the gravity-piled type structure has been developed.

Such concepts as "before thrust" and "before rebuff" lateral pressure of the soil in a quiescent state, which allows to take into account the potential direction of displacement and deformation of the structure after applying external loads to it are taken into consideration.

In order to assess the difference between the "before thrust" and "before rebuff" lateral pressure of the soil in a quiescent state, parameters such as the "gravity threshold" and the transformation coefficient were introduced and analyzed. These parameters are important for the design of retaining walls, since they show how much and how many times the "before rebuff" lateral pressure of the soil in a quiescent state, which was not taken into account at all in the design of these structures, exceeds the "before thrust" pressure previously taken as a singular lateral pressure in a quiescent state regardless of the direction of the external load, causing further structure displacement or deformation. Since the "before rebuff" lateral pressure of the soil in a quiescent state can exceed the "before thrust" pressure at times (in the interval from three to eight times depending on the ratio of initial data characterizing the strength of the soil properties), the inclusion of parameters introduced into consideration can significantly improve the accuracy of the design and calculation of berthing and other structures gravity-piled type structures, and therefore affect the reliability and technical and economic parameters of the structure.

On the basis of numerical simulation, the qualitative and quantitative influence of the basic initial data on the values of the lateral pressure of the soil of the filling on the retaining wall of the structure is revealed and studied: the angle of internal friction of the filling and the angle of contact friction. Recommendations on optimal application of calculation dependencies and calculation models used in the design of these structures have been developed.

The resulting calculation dependences and the results of numerical analysis can be used in the design and calculation of not only gravity-piled type structures, but also other structures that include rigid or little deformable retaining walls.

In the fourth chapter the results of numerical experimentation to improve gravity-piled structures and methods of their technical exploitation when interacting with the soil environment are presented.

In this chapter during the technical operation of port hydraulic structures the main issues of the application of kinematic methods of the analysis of the stress-strain state of the "retaining wall - soil environment" of the system based on a model of a mixed stress state of the soil and oriented to the gravitational walls of the gravity-piled type structures investigated in the present operation are studied.

As a result of the mathematical modeling of the rigid retaining wall, new data on the influence of both the geometry of the exploited structure and the soil environment basic physical and mechanical characteristics have been obtained.

Approbation of the mentioned methods on specific examples of structures and the received positive results can recommend their use in the practice of design, construction, technical operation and reconstruction of water transport structures.

Thus in the dissertation:

1. The innovative design and technological solutions of the port hydroelectric gravity-piled type structure (Ukrainian patent) for use in the construction, reconstruction or repair of water transport port hydraulic constructions have been developed.

2. New approaches to the determination of loads from the lateral pressure of the soil during the design and calculation of gravity-piled type structures for use in the design and implementation of measures for the technical exploitation of the considered structures have been developed, investigated and applied.

3. The peculiarities of the influence of the kinematics of the system "construction - soil environment" on the perception of loads from the lateral pressure of the soil were studied by mathematical modeling.

4. On the basis of mathematical modeling with the use of computers, an analysis of the stress-strain state of the "construction-soil environment" system was carried out for the investigated type of port hydraulic structures. Comparison of the obtained calculation data with the results of traditional methods of calculation has demonstrated the effectiveness of the applied methods.

5. Developed solutions and methods are implemented in the practice of technical exploitation, reconstruction and construction of water transport port hydraulic constructions.

Scientific novelty of the obtained results.

1. The innovative design and technological solution of the port hydroelectric gravity-piled type structure (obtained patent of Ukraine) for use in the construction and technical operation of water transport structures has been developed.

2. New approaches to determining and taking into account loads on water transport constructions from the lateral pressure of soil during their design and technical exploitation have been developed.

3. For the first time, the influence of the kinematics of the system "mixed type hydraulic structure - soil environment" on the perception of loads from the soil lateral pressure, including the resting pressure, has been studied, and new results have been obtained for the evaluation of the stress-strain state of the system.

4. The methods of technical operation of the port hydraulic gravity-piled type structure are improved by clarifying the relationship between displacements / structural deformations and loads on its main bearing elements

The practical value of the results. The developed innovative design and technological solution of the hydraulic gravity-piled type structure allows to improve the methods of designing, construction and technical operation of water transport constructions, and provides an increase in their economic and operational parameters.

The proposed approaches to the development of the kinematic model of the "soil environment-port structure" system allow more accurately than traditional

methods to describe the real conditions of interaction of the construction being exploited with the soil environment, and thus to evaluate the actual bearing capacity of the system.

The following results have practical value:

- innovative design and technological solution of the port hydraulic gravity-piled type structure;
- method of determining the load on hydraulic thrust type structures from the soil lateral pressure, taking into account its kinematics.

The thesis is related to solving complex problems, which are developed by the department "Sea and river ports, waterways and their technical exploitation" (SRPWWTE) of Odessa National Maritime University on the themes for the Ministry of Education and Science of Ukraine: (1) Development of methods for maintenance of operational and ecological reliability of the water transport structures of Ukraine for the infrastructure of international transport corridors. State registration number: 0102V005393. (2) Development of a unified theoretical framework for the interaction of hard and flexible elements with solid and water environments. State registration number 0106U001269. (3) Environmentally efficient and economical design and technological solutions for the retaining walls of water transport structures. State registration number: 011U001978. (4) Development of methods for ensuring the efficient functioning of the waterway infrastructure (for example, 7 (Danube) of the international transport corridor). The number of state registration is 0109U000815.

The obtained practical results were used in designing and reconstructing berthing structures at the SE "Sea Commercial Port Yuzhny". They are also used in the educational process at ONMU at the Faculty of Water Transport and Offshore Structures.

Key words: technical exploitation, gravity-piled structure, load from soil pressure, kinematic method, extreme and pre-extreme states, bearing capacity.

ЗМІСТ

ВСТУП	23
РОЗДІЛ 1 ГРАВІТАЦІЙНО- ПАЛЬОВІ КОНСТРУКЦІЇ ЯК ЕФЕКТИВНИЙ РОЗВИТОК ВОДНОТРАНСПОРТНИХ ПОРТОВИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД ЗМІШАНОГО ТИПУ.....	29
1.1 Сфера застосування гравітаційно- пальових споруд при будівництві, технічній експлуатації, реконструкції і ремонті воднотранспортних споруд.....	29
1.2 Конструкторсько-технологічні рішення гравітаційно- пальових споруд в портовій гідротехніці і їх специфіка.....	33
1.3 Висновки до розділу 1	38
РОЗДІЛ 2 СУЧАСНИЙ СТАН ПРОБЛЕМИ ДОСЛІДЖЕННЯ ПОРТОВИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД ЗМІШАНОГО ТИПУ ТА ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ.....	39
2.1 Експериментальні дослідження гравітаційно -пальових спор.....	39
2.2 Сучасний стан і проблеми теоретичного дослідження взаємодії підпірних стінок портових гідротехнічних споруд з ґрунтовим середовищем на різних етапах їх експлуатації.....	59
2.2.1 Методи теорії суцільного середовища.....	60
2.2.2 Контактні моделі системи «споруда - ґрунтове середовище».....	64
2.2.3. Методи теорії граничної рівноваги ґрунтового середовища.....	65
2.2.4 Методи, що враховують переміщення і деформації споруди.....	68
2.2.5 Методи, що враховують змішаний напружений стан ґрунтового середовища, що взаємодіє з підпірною стінкою споруди.....	70
2.2.6 Бічний тиск ґрунту в стані спокою як базовий параметр при розрахунку жорстких підпірних стінок.....	77

	21
2.3. Висновки до розділу 2.....	80
РОЗДІЛ 3 АНАЛІЗ НАВАНТАЖЕНЬ НА ГРАВІТАЦІЙНО - ПАЛЬОВІ КОНСТРУКЦІЇ ВІД ТИСКУ ҐРУНТУ В СТАНІ СПОКОЮ.....	
	82
3.1 Коефіцієнт бічного тиску ґрунту в стані спокою і його особливості.....	82
3.1.1 Залежності для визначення K_0	83
3.1.2 Напруга при стані спокою.....	85
3.1.3 Співвідношення між граничними станами ізотропним, спокою і пластичним.....	87
3.1.4 Обґрунтування формули Які.....	89
3.1.5 Роль стану спокою в анізотропії ґрунтів.....	91
3.1.6 Деякі узагальнення.....	92
3.2 Визначення навантажень на гравітаційно-пальову споруду від тиску ґрунту в стані спокою.....	93
3.2.1 Постановка задачі.....	93
3.2.2 Аналіз тиску ґрунту в стані спокою на підпірну стінку споруди.....	99
3.3. Висновки до розділу 3.....	115
РОЗДІЛ 4 ВДОСКОНАЛЕННЯ ГРАВІТАЦІЙНО-ПАЛЬОВИХ СПОРУД І МЕТОДІВ ЇХ ТЕХНІЧНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ПРИ ВЗАЄМОДІЇ З ҐРУНТОВИМ СЕРЕДОВИЩЕМ.....	
	118
4.1 Кінематичний аналіз роботи підпірної стінки гравітаційно-пальної споруди.....	118
4.1.1 Постановка задачі.....	118
4.1.2 Основні результати чисельних експериментів.....	121
4.1.3 Оцінка впливу параметра α	135
4.2 Інноваційне рішення: буронабивні палі як несучий елемент гравітаційно - пальових споруд.....	142
4.3 Висновки до розділу 4.....	147
ВИСНОВКИ.....	148
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	149

ДОДАТОК А. Результати визначання параметрів навантаження на підпірну стінку гідротехнічної споруди від бокового тиску ґрунту в стані спокою.....	161
ДОДАТОК Б. Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації.....	164
ДОДАТОК В. Акт використання результатів дисертаційного дослідження у навчальному процесі ОНМУ	168
ДОДАТОК Г. Акт використання результатів дисертаційного дослідження у практичній діяльності	169

ВСТУП

Актуальність теми

Економічний і соціальний розвиток України передбачає значний розвиток транспортної галузі, зокрема, водного транспорту. Ця обставина обумовлює ріст капітального будівництва, реконструкцію, модернізацію існуючих воднотранспортних споруд, у тому числі портових гідротехнічних. Ілюстрацією відміченого служать поточні і перспективні масштабні проекти розвитку, модернізації і реконструкції перевантажувальних комплексів, що реалізуються у великих портах України (Одеса, Південний, Чорноморськ, Маріуполь та ін.).

Традиційні конструкторсько-технологічні рішення портових гідротехнічних споруд значною мірою вичерпали ресурси оптимізації, в зв'язку, з чим розробка інноваційних підходів при технічній експлуатації воднотранспортних споруд, що поєднують збереження необхідних параметрів міцності, стійкості і надійності з економічно ефективними удосконаленнями, може стати важливим чинником при реалізації поставлених масштабних завдань транспортної галузі.

Витрати на будівництво, реконструкцію і ремонт портових гідротехнічних споруд багато в чому залежать від об'єктивної оцінки фактичної несучої здатності їх конструктивних елементів і ґрунтової основи.

Як показує накопичений інженерний досвід, використання традиційних методів розрахунку воднотранспортних споруд і їх основи приводить, як правило, до великих запасів при оцінці їх стійкості і несучої здатності.

Набуття оптимальних значень коефіцієнтів запасу пов'язане із застосуванням вдосконалених методів розрахунку, що уточнюють характер взаємодії воднотранспортних портових гідротехнічних споруд з ґрунтовими основами, у тому числі на різних етапах їх технічної експлуатації.

Відомо, що основним навантаженням, що сприймається причальними спорудами розпірного типу при їх експлуатації, є навантаження від бічного тиску ґрунту. Досвід показує, що як недооцінка тиску (прийняття його рівним мінімально можливому - активному) розпору, так і переоцінка тиску (прийняття його рівним максимально можливому - пасивному) відпору, властива традиційним методам проектування споруд, призводить до зниження рівня надійності проектних та інших технічних рішень.

В зв'язку з цим видається актуальним напрям дослідження, пов'язаний з розробкою і застосуванням таких методів розрахунку, коли навантаження на споруду від бічного тиску ґрунту пов'язані з величиною, напрямом і характером переміщень споруди, тобто з використанням методів, що враховують кінематичні параметри системи «споруда - ґрунтове середовище».

Справжнє дослідження присвячено розробці нових економічно ефективних і технічно обґрунтованих інноваційних конструкторсько-технологічних рішень гравітаційно-пальових воднотранспортних портових гідротехнічних споруд, що поєднують основні експлуатаційні достоїнства традиційних жорстких підпірних стінок і технологічних пальових основ. Розроблені вдосконалені методи дослідження і розрахунку, які враховують специфіку технічної експлуатації даних споруд і відображають сучасні уявлення про формування напружено-деформованого стану системи «споруда - ґрунтове середовище», а саме, що знайшли останніми роками визнання на міжнародному рівні кінематичні методи розрахунку взаємодії елементів даної системи.

Рішення перерахованих завдань сприятиме підвищенню рівня технічної експлуатації і надійності воднотранспортних портових гідротехнічних споруд, забезпеченню їх довговічності і продовженню терміну служби.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами і темами.

Дисертаційна робота пов'язана з рішенням комплексних проблем, що

реалізуються кафедрою "Морські і річкові порти, водні шляхи і їх технічна експлуатація" Одеського національного морського університету по темах для Міністерства освіти і науки України : (1) Розробка методів забезпечення експлуатаційної і екологічної надійності воднотранспортних споруд України для інфраструктури міжнародних транспортних коридорів . Номер державної реєстрації роботи : 0102V005393. (2) Розробка єдиних теоретичних основ взаємодії жорстких і гнучких елементів з суцільним і водним середовищами. Номер держреєстрації 0106U001269. (3) Екологічно ефективні і економічні конструкторсько- технологічні вирішення підпірних стінок воднотранспортних споруд. Номер державної реєстрації роботи : 011U001978. (4) Розробка методів забезпечення ефективного функціонування інфраструктури водних шляхів (на прикладі 7 (Дунайського) міжнародного транспортного коридору). Номер держреєстрації 0109U000815.

Цілі і завдання дослідження

Метою дисертації є вдосконалення методів технічної експлуатації воднотранспортних споруд гравітаційно-пального типу і дослідження напружено-деформованого стану (НДС) системи «портова гідротехнічна споруда - ґрунтова основа» з урахуванням кінематичних факторів і особливостей роботи споруд, що піддаються в процесі їх експлуатації дії навантажень від бокового тиску ґрунту.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити наступні завдання :

- вдосконалити конструкції гравітаційно-пальових портових гідротехнічних споруд, які розширюють сферу їхнього застосування у портовій гідротехніці і підвищують надійність їх технічної експлуатації;
- провести аналіз експериментальних даних щодо специфіки роботи досліджуваних споруд, вдосконалення кінематичної розрахункової моделі системи «ґрунтове середовище-підпірна стінка гравітаційного типу» і розробки розрахункових методів її реалізації;

- провести чисельне моделювання НДС досліджуваних систем на основі розробленої розрахункової моделі.

Об'єктом дослідження є особливості процесу технічної експлуатації воднотранспортних портових гідротехнічних споруд гравітаційно-пального типу.

Предмет дослідження – воднотранспортні портові гідротехнічні споруди гравітаційно-пального типу.

Методи дослідження – теоретичні та експериментальні методи теорії споруд, включаючи чисельне моделювання системи «споруда – ґрунтове середовище»

Наукова новизна отриманих результатів

Вперше:

1. Розроблено інноваційне конструкторсько-технологічне рішення портової гідротехнічної споруди гравітаційно-пального типу для використання при будівництві і технічній експлуатації засобів водного транспорту, на що отримано патент України.
2. Розроблено нові підходи до визначення навантажень на воднотранспортні споруди від бокового тиску ґрунту при їх проектуванні і технічній експлуатації.
3. Досліджено вплив кінематики системи «гідротехнічна споруда змішаного типу - ґрунтове середовище» на сприйняття навантажень від бокового тиску ґрунту і отримано нові результати для оцінки напружено-деформованого стану даної системи.

Вдосконалено та отримало подальший розвиток:

- методи технічної експлуатації портової гідротехнічної споруди гравітаційно-пального типу за рахунок уточнення взаємозв'язку між переміщеннями/деформаціями конструкції і навантаженнями.

Практична значущість отриманих результатів

Розроблене інноваційне конструкторсько-технологічне рішення гідротехнічної споруди гравітаційно – пальового типу дозволяє удосконалити методи проектування, будівництва і технічної експлуатації воднотранспортних і берегових споруд, забезпечує підвищення їх економічних і експлуатаційних параметрів.

Запропоновані підходи при розробці кінематичної моделі системи "Портова споруда - ґрунтове середовище" дозволяють точніше, ніж традиційні методи, описати реальні умови взаємодії експлуатованої конструкції з ґрунтовим середовищем, а значить оцінити фактичну несучу здатність споруди і його основи.

Практичну цінність мають наступні результати:

- інноваційне конструкторсько-технологічне рішення портової гідротехнічної споруди гравітаційно-пальового типу;
- метод визначення навантаження на гідротехнічні споруди розпірного типу від бокового тиску ґрунту з урахуванням його кінематики.

Особистий внесок здобувача відображено в наступному:

- у розробці інноваційного конструкторсько-технологічне рішення портового гідротехнічного спорудження гравітаційно - пальового типу (патент України);
- у розробці методів розрахунку воднотранспортних гідротехнічних споруд при дії навантажень від бічного тиску незв'язного ґрунту в стані спокою і при змішаному напруженому стані ґрунтового середовища.

Впровадження результатів роботи

Результати дослідження і розробок по темі дисертації у вигляді інноваційного конструкторсько - технологічного рішення портової гідротехнічної споруди гравітаційно - пальового типу, а також методик його проектування і розрахунку, використовувалися при проектуванні і реконструкції причалу №9 в морському торговельному порту Південний (див. додаток Г), а також в учбовому процесі в Одеському національному морському університеті на факультеті водотранспортних і шельфових споруд (див. додаток В).

Апробація результатів дослідження

Основні результати роботи пройшли апробацію на 4-й (2000 р.), 5-й (2003 р.), 6-й (2004 р.) Українських науково-технічних конференціях з механіки ґрунтів і фундаментобудування; на XIII Європейській конференції з механіки ґрунтів і геотехніки у Празі (2003 р.), на XVI Міжнародній конференції з механіки ґрунтів і геотехніки в Осаці (2005 р.), на науково-технічних конференціях професорсько-викладацького складу і наукових співробітників ОНМУ (2000-2016 рр.); на науково-технічній Раді лабораторії досліджень конструкцій гідротехнічних споруд ЧорноморНДІпроект (2000-2019 р.р.).

Публікації

Відповідно до теми дисертації дисертації опубліковано 13 праць, в тому числі 3 доповіді на українських і міжнародних науково-технічних конференціях по механіці ґрунтів і геотехніці (одна доповідь індексована в Scopus), 7 статей в журналах, які входять в перелік фахових видань України, 2 статті в зарубіжних журналах (індексуються в наукометричних базах), один патент України.

РОЗДІЛ 1

ГРАВІТАЦІЙНО- ПАЛЬОВІ КОНСТРУКЦІЇ ЯК ЕФЕКТИВНИЙ РОЗВИТОК ВОДНОТРАНСПОРТНИХ ПОРТОВИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД ЗМІШАНОГО ТИПУ.

1.1 Сфера застосування гравітаційно- пальових споруд при будівництві, технічній експлуатації, реконструкції і ремонті воднотранспортних споруд

Сучасний причальний фронт України представлений конструкціями, які зведені, в основному, у період після Другої світової війни. Найбільш поширеними конструктивними рішеннями були пальові естакади, включаючи облямівки, і заанкеровані больверки з шпунта (таблиця. 1.1).

Таблиця 1.1

Розподіл причальних споруд морських портів континентальної України
по типах конструкцій.

Тип конструкції	Доля загалом причальному фронті, %
Пальові естакади, включаючи облямівки	39,0
Больверки та ін. тонкі стінки	51,0
Гравітаційні споруди	7,5
у тому числі:	
масивова кладка	6,0
куткові стінки	0,5
оболонки великого діаметру	1,0
Інші	2,5

Естакадні конструкції зведені на пальових опорах із задалегідь напружених залізобетонних паль і сталевих труб. З них 68 % складають причали на призматичних палях, 14 % - на залізобетонних палях-оболонках

діаметром 1,6 м і 18 % - на металевих трубах. Заанкеровані больверки влаштовані у більшості випадків з металевого шпунта коритного профілю типу Ларсен.

Якщо 50 і 60 роки минулого століття характеризувалися зведенням конструкцій естакадного типу, то подальші десятиліття відрізняє перехід до конструкцій типу «больверк», а у ряді випадків - до змішаних конструкцій, що поєднують обидва ці типи.

Однією з головних причин морального старіння причальних споруд є розвиток нових видів перевезень і, відповідно, поява нових типів суден. Реорганізація структури управління флотом України привела до змін суден-представників, які відвідують порти країни.

Як показує аналіз структури флоту, що відвідує порти України, найбільш представницькою долею флоту є судна, для прийому яких слід забезпечити глибини у причалів в інтервалі від 11,5 до 17,0 м. Слабкою ланкою в структурі глибин на найближчі роки являються глибини в інтервалі від 12 до 17 м.

Результати аналізу експлуатаційних параметрів причальних споруд приведені в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2

Термін експлуатації і міра тимчасового зносу причальних споруд

Термін експлуатації Років	Міра тимчасового зносу	Доля в причальному фронті країни, %
Більше 50	від 0,86 до 1,08	7,2
від 40 до 50	від 0,69 до 0,86	7,9
від 30 до 40	від 0,52 до 0,69	15,0
від 20 до 30	від 0,35 до 0,52	32,5
від 10 до 20	від 0,17 до 0,35	23,5
до 10	від 0 до 0,17	13,9

Таким чином, основна кількість причалів портів України характеризується тривалістю функціонування від 20 до 40 років і практично усі вони не вичерпали нормативний термін служби. Це дозволяє обговорювати можливість, доцільність і особливості модернізації, посилення і реконструкції експлуатованих споруд, які потребують таких заходів.

Досвід проектування і будівництва морських і портових гідротехнічних споруд (причальних, захисних, берегозахисних) призводить до висновку про доцільність у ряді випадків додаткового посилення гравітаційних споруд пальною основою. Стійкість гравітаційно-пальових споруд при дії зовнішніх навантажень забезпечується спільною роботою гравітаційної частини і паль. Найбільш ефективно таке поєднання при будівництві споруд відносно невеликої висоти, що сприймають значні, наприклад, льодові навантаження на порівняно слабких ґрунтах малої потужності, що підстилаються більш міцнішими, особливо в сейсмічно активних районах.

При розміщенні гідротехнічних споруд на нескельних ґрунтах основи можливе виникнення ситуацій, коли стійкість конструкцій гравітаційного типу недостатня для забезпечення надійної експлуатації споруди або коли забезпечення необхідних параметрів стійкості і несучої здатності, змушує застосовувати неекономічне проектне рішення.

До числа практично можливих випадків для подібних ситуацій можна віднести таке :

- Власна вага гравітаційної споруди недостатня для забезпечення його стійкості; подальше збільшення розмірів і ваги конструкції приведуть до передачі на ґрунт основи тисків, що перевищують допустимі за умовами міцності основи;
- Власна вага гравітаційної споруди недостатня для забезпечення його стійкості; подальше збільшення розмірів і ваги конструкції (при допустимості передачі на ґрунт основи додаткових тисків) приводять до

нераціонального збільшення матеріаломісткості і вартості споруди, подовження термінів його зведення, ускладнення технології будівництва;

- Будівництво споруди здійснюється поблизу поруч розташованих споруд, при обмеженості вільного простору і, відповідно, ширини споруди (а, як правило, ширина споруди по основі визначає можливість забезпечення його стійкості на зсув і перекидання), що викликає підвищений тиск, який передається на ґрунт основи, і недостатні моменти, що утримують, при дії перекидальних навантажень.

З іншого боку, зведення споруд естакадного типу не забезпечує в деяких ситуаціях необхідні експлуатаційні параметри конструкції. Зокрема, параметри загальної стійкості причалів естакадного типу нижче параметрів відповідних (для тих же глибин і навантажень) конструкцій набережних розпірного типу (гравітаційних або больверків).

При спільній дії значних вертикальних і горизонтальних навантажень часто недостатніми виявляються показники міцності паль, особливо в зоні защемлення голів паль в ростверку і в зоні умовного защемлення паль в ґрунтової основі.

У той же час, пальові основи зарекомендували себе як економічні і технологічні конструкції, застосовні практично у всіх нескельних ґрунтах.

Таким чином, чисто гравітаційні і чисто пальові конструкції мають як певні достоїнства, так і відомі недоліки, що обмежує сферу їх застосування.

В той же час, рішення задачі обґрунтування, розробки і усебічного дослідження конструкції змішаного типу, що об'єднує достоїнства двох основних типів споруд і позбавленої властивих їм недоліків, дозволить істотно розширити сферу застосування такої змішаної конструкції і забезпечити реалізацію універсальних конструкторсько-технологічних рішень в максимально широкому діапазоні інженерно-геологічних і експлуатаційних умов.

1.2 Конструкторсько-технологічні рішення гравітаційно-пальових споруд в портовій гідротехніці і їх специфіка

Основні ідеї щодо використання гравітаційно-пальових і розпірно - пальових споруд були запропоновані в останній чверті 20 століття і охоплювали як деякі конструкторсько-технологічні рішення (дослідження М. П. Дубровського, М. Б. Пойзнера та ін. [14-28]), так і сферу фізичного експерименту (лабораторні досліди С. В. Курилло, С. М. Левачева, А. Ф. Луніна [10, 39, 42]). Теоретичні і прикладні підходи, що дозволяють розробити ефективні методи розрахунку і проектування гравітаційно-пальових споруд і застосувати їх в практиці будівництва, були запропоновані в працях М. П. Дубровського, М. Б. Пойзнера, М. І. Драненко, Д.А. Шварцмана та ін.

Основна ідея гравітаційно-пальових модулів полягала у використанні гравітаційної складової конструкції вище за рівень основи споруди як підпірної стінки, що сприймає бічні навантаження від тиску розпору зворотної засипки, і в застосуванні пальових опор, конструктивно пов'язаних з несучими елементами підпірної стінки, для передачі вертикального навантаження на глибинні шари ґрунтової основи.

Деякі основні конструктивні рішення, розроблені для використання в портовій гідротехніці, представлені на рис. 1.1. Типовий гравітаційно-пальовий модуль даного типу споруд складається зі пальової опори 1 (рис. 1.1, а), зануреної в основу і забезпеченою п'ятою 2, розміщеною в рівні дна, а також залізобетонних блоків 3, насаджених на палю [26, 27].

Вага блоків і можливе експлуатаційне навантаження передаються пальовою опорою на шари ґрунтової основи, що пролягають нижче. При цьому можливі горизонтальні навантаження сприймаються силами тертя на контактні між блоками, а також між нижнім блоком і опорною п'ятою.

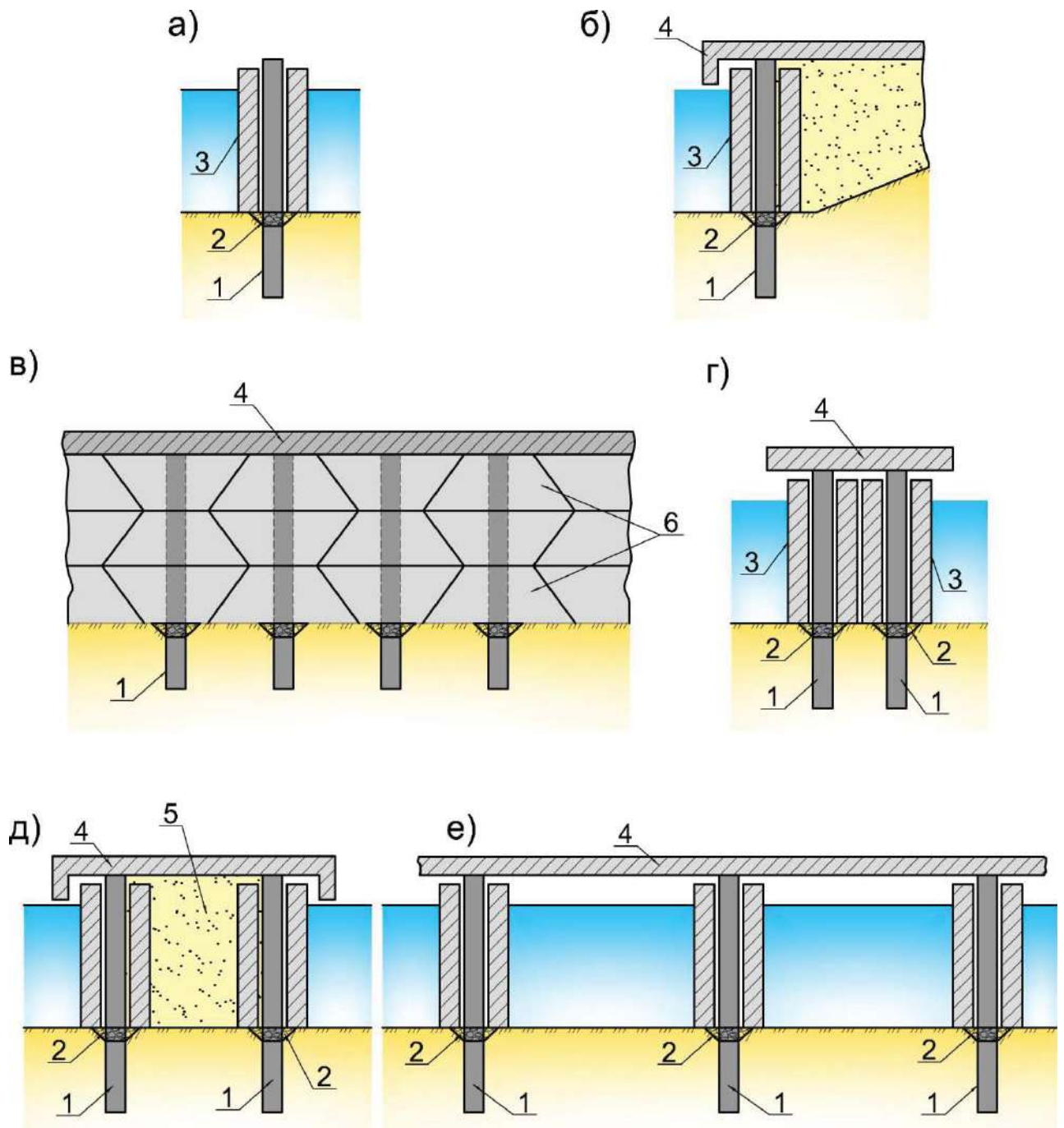


Рис. 1.1 - Портові споруди гравітаційно- пального типу:

а - типовий гравітаційно- паливий модуль; б - поперечний розріз набережної розпірного типу; в - споруда з використанням трапецеїдальних бетонних масивів; г, д - дворядні конструкції гідротехнічних споруд (вузький і широкий пірс); е - причальна споруда мостового типу.

Подібне розділення функцій конструктивних елементів гравітаційно-пального модуля дозволяє істотно розширити номенклатуру ґрунтів основи, на яких допустиме зведення даного типу споруд, аж до включення в неї усіх піщаних і багатьох глинистих (при показнику консистенції, близькому до одиниці) ґрунтів.

Для зручності занурення паль, забезпечених жорстко пов'язаними з ними опорними п'ятами, останні можуть бути виконані не по усьому периметру палі, а по деякій його частині, що дозволить безперешкодно занурювати палі з використанням наявного у будівельних організацій палебійного устаткування.

Можливі різні варіанти конструктивного рішення портових гідротехнічних споруд з використанням даного типового гравітаційно-пального модуля.

Набережна розпірного типу представлена на рис. 1.1,б. Споруда представляє собою суцільну масивову стінку з гравітаційно-пальових модулів, в тилевій частині якої виконана ґрунтова засипка 5, а на поверхні причалу влаштована монолітна або збірно-монолітна надбудова 4. На споруду діють вертикальні навантаження (від ваги масивів і поверхневих експлуатаційних навантажень), а також бічний тиск ґрунту засипки. Вага масивів підбирається з умови стійкості кожного з них і усього стовпа на зрушення. Переріз пальової опори розраховується з умови сприйняття вертикального стискаючого тиску; моменту, що вигинає, передається силами тертя в рівні розташування опорної п'яти, і забезпечення несучої здатності палі по ґрунту.

Як показали розрахунки, при використанні залізобетонних блоків вагою до 1 МН, в якості пальових можуть бути застосовані сталеві труби діаметром від 920 до 1020 мм, а для облаштування опорної п'яти - елементи прокатних профілів, що випускаються вітчизняною промисловістю. При необхідності зниження тиску на опорні п'яти 2 можна забезпечити взаємодію блоків суміжних стовпів шляхом застосування масивів 6 (рис. 1.1, в) з

трапецеїдальною формою поперечного перерізу в площині, паралельної лінії кордону причалу. Взаємодія блоків по похилих контактних гранях сприяє перерозподілу зусиль від поверхневих експлуатаційних навантажень, що сприятливо для роботи споруди.

Пірс, мол або хвилелом (рис. 1.1, г, д) виконані з двох або більше з рядів гравітаційно- пальових модулів, об'єднаних загальною надбудовою 4. Ширина споруди, тобто кількість рядів, залежить від його технологічного призначення і сприйманих зовнішніх навантажень.

При необхідності пальові ряди 1 можуть бути розсунені і простір між ними заповнений ґрунтом 5.

Причальні споруди мостового типу (рис. 1.1, е). Конструкція складається з окремих опор, виконаних з гравітаційно- пальових модулів 1, і пролітних елементів верхньої будови 2, паль суміжних модулів, що сполучають голови. При зміні глибини дна уздовж споруди довжина паль і кількість насаджуваних на них залізобетонних блоків можуть бути відповідно відкориговані.

Узагальнюючи переваги приведених конструктивних рішень, заснованих на використанні гравітаційно- пальових модулів, слід зазначити їх переваги в порівнянні з традиційними спорудами: широка сфера застосування (для будь-яких нескельних ґрунтів, що допускають занурення паль); відсутність кам'яної постілі, що істотно знижує матеріаломісткість і трудомісткість при зведенні споруди; технологічність і індустріальність.

Безумовний інтерес представляють результати техніко-економічного порівняння даного нового типу портової споруди з традиційними конструкціями, проведеного при виборі варіанту реконструкції одного з вантажних причалів.

Причал, розташований на суглинних ґрунтах, після реконструкції повинен мати глибину 6 м і сприймати експлуатаційне навантаження 1 категорії. В якості конкурентоздатних (при забезпеченні умов загальної стійкості споруди і міцності його конструктивних елементів) аналізувалися

показники наступних конструкцій : заанкерований больверк з металевих труб діаметром 426 мм і шириною стінки 8 мм, занурених в основу до відмітки мінус 11 м (споруда цього типу є базовою для даного регіону); гравітаційна споруда із стовпової кладки бетонними масивами шириною 5 м в поперечному перерізі причалу, розміщеними на кам'яному ліжку шириною 3 м; і гравітаційно- пальова споруда, що відповідає схемі, зображеній на рис. 1.1, б. Як пальові опори в неї використані металеві труби діаметром \varnothing 426 мм, ширина бетонних блоків в поперечному перерізі причалу складає 2 м; горизонтальні елементи опорної п'яти запроектовані з двотавру № 22, а похилі - з куточків 8x8 см, крок трубчастих опор в подовжньому напрямі складає 3 м. Витрата будівельних матеріалів на 100 м довжини споруди для порівнюваних конструктивних варіантів приведена в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3

Витрата будівельних матеріалів на 100 м довжини споруди для порівнюваних конструктивних варіантів

Тип причальної споруди	Витрата будівельних матеріалів					
	Метал, т		Бетон і залізобетон, м ³		Камінь м ³	Щебінь м ³
	труби	тяга	плити	масиви		
Больверк	251,1	52	48,7			
Гравітаційна стінка				4000	1800	495
Стінка з гравітаційно-пальових модулів	35,7			1390		

Примітка. Об'єм зворотної ґрунтової засипки і площа покриття території причалу для даних варіантів споруди прийняті однаковими і тому з порівняння виключені.

Як видно за порівнюваними показниками, причал з гравітаційно-пальових модулів виявився значно економічніший за причали з традиційних

конструкцій.

Реальною потенційною можливістю підвищення економічності споруд з гравітаційно- пальових модулів є впровадження сучасних технологій облаштування паль і, зокрема, буронабивних паль. Дійсно, практично на усьому протязі від основи підпірної стінки до проектної глибини занурення опор палі знаходяться в ґрунтовій основі, що свідчить про доцільність розгляду умов і ефективності застосування відповідної технології, що забезпечує облаштування буронабивних паль. Ці і супутні їм питання розглянуті в подальших розділах дисертаційної роботи.

1.3 Висновки до розділу 1

У цьому розділі розглянуто сучасні принципи створення споруд змішаного типу, а також перспективні сфери їх застосування при технічній експлуатації портових гідротехнічних споруд. Гравітаційно-пальові основи можуть розглядатися як ефективні конструктивні елементи причальних, захисних і берегозахисних споруд.

Їх впровадження в практику експлуатації водотранспортних споруд і портового гідротехнічного будівництва сприятиме підвищенню економічності технічних рішень в порівнянні з традиційними типами споруд і приведе до економії як капітальних витрат при будівництві, так і експлуатаційних витрат в діяльності портів.

Для оптимального використання можливостей гравітаційно- пальових модулів потрібні усебічні дослідження їх роботи, результати яких повинні знайти відображення в рекомендаціях по технічній експлуатації, розрахунку і проектуванню даних споруд.

Перспективним напрямом досліджень слід вважати також розробку інноваційних підходів до використання пальових опор, зокрема, застосування буронабивних паль.

РОЗДІЛ 2

СУЧАСНИЙ СТАН ПРОБЛЕМИ ДОСЛІДЖЕННЯ ПОРТОВИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД ЗМІШАНОГО ТИПУ І ЇХ ТЕХНІЧНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

2.1 Експериментальні дослідження гравітаційно -пальових споруд

Фізичне моделювання гравітаційно -пальових споруд зважаючи на складність досліджуваної конструкції не отримало широкого розвитку і не було детально проаналізовано. З відомих дослідів заслуговують на увагу і серйозний розгляд, проведені на початку і у середині 80-х років 20 століття в Московському інженерно - будівельному інституті (нині - університет будівництва і архітектури) комплексні експериментальні дослідження моделей гравітаційно - пальової споруди (рис. 2.1) [42].

У даних дослідженнях приймалося, що передача на палі вертикального навантаження виключена і забезпечений повний контакт фундаментної плити з ґрунтовою основою. Результати, отримані в ході експериментів, оброблялися за допомогою методів математичної статистики.

У дослідях серії I - B ставилася задача вивчення впливу щільності ґрунту і міри його водо насичення на загальну роботу складової частини гравітаційно - пальової конструкції - плити. У цих дослідях було відмічене зростання вертикального осідання штампі при збільшенні горизонтальної сили.

Причому, якщо збільшення осідання у міру додатка вертикальної сили P у більшості випадків носило лінійний характер (рис. 2.2, а, б), то збільшення осідання при зростанні горизонтального зусилля H в усіх без виключення дослідях підкорялося нелінійним залежностям.

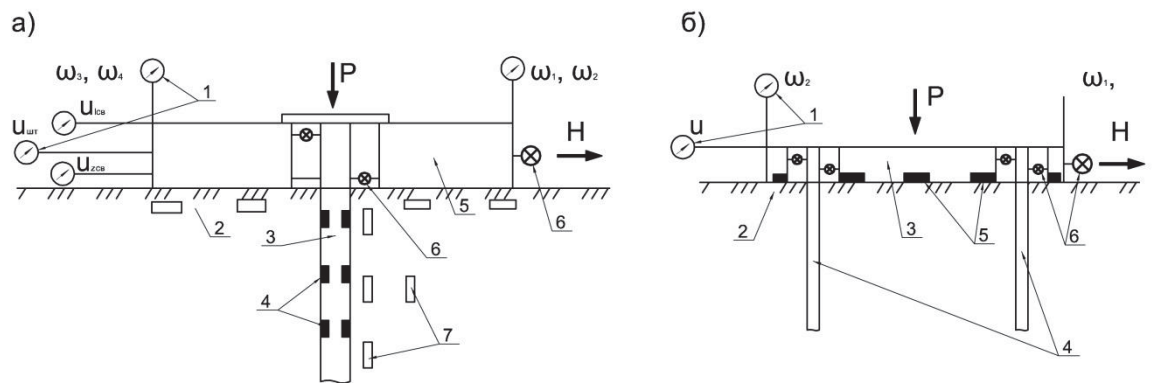


Рис. 2.1 - Схеми проведення експериментів:

а - випробування гравітаційно - пальового елемента, що складається зі штампу і палі з різними умовами затискання голови палі в плиті (серія I - А); окремого штампу (серія I - В) і палі при дотриманні граничних умов, аналогічних умовам дослідів I - А (серія I - С); 1 - індикатори переміщень палі ($u_{\text{палі}}$) і штампу ($u_{\text{шт}}$), що реєструють вертикальні і горизонтальні зміщення моделі; 2 – піщаний ґрунт водо насиченою і природною вологістю W від 3 до 4 %, різної щільності; 3 - палі довжиною $l=4$ м, діаметром $d=68$ мм; 4 - датчики згинальних моментів; 5 - штамп розмірами 1,08 x 0,66 м; 6 - динамометри; 7 - датчики тиску ґрунту; б - випробування плоскої моделі гравітаційно - пальової споруди, що складається зі штампу і чотирьох паль (серія II - А), окремого штампу (серія II - В) і палі (серія II - С); 2- піщаний ґрунт природною вологістю $W = 3\%$ і середньою щільністю $\gamma = 1,65$ кН/м³.

На рис. 2.2 а, б представлені результати досліджень штампу в пісках різної щільності, з яких виходить, що процес зростання осідання s у міру збільшення горизонтального зусилля властивий в тому або іншому ступені ґрунтам будь-якої щільності складання від рихлого $\gamma = 1,63$ кН/м³ до щільного $\gamma = 1,71$ кН/м³. У дослідях також встановлено, що процес зростання осідання у міру збільшення горизонтальної сили пов'язаний з втратою несучої здатності основи, при розвитку зон глибинного випору (див таблицю 2.1).

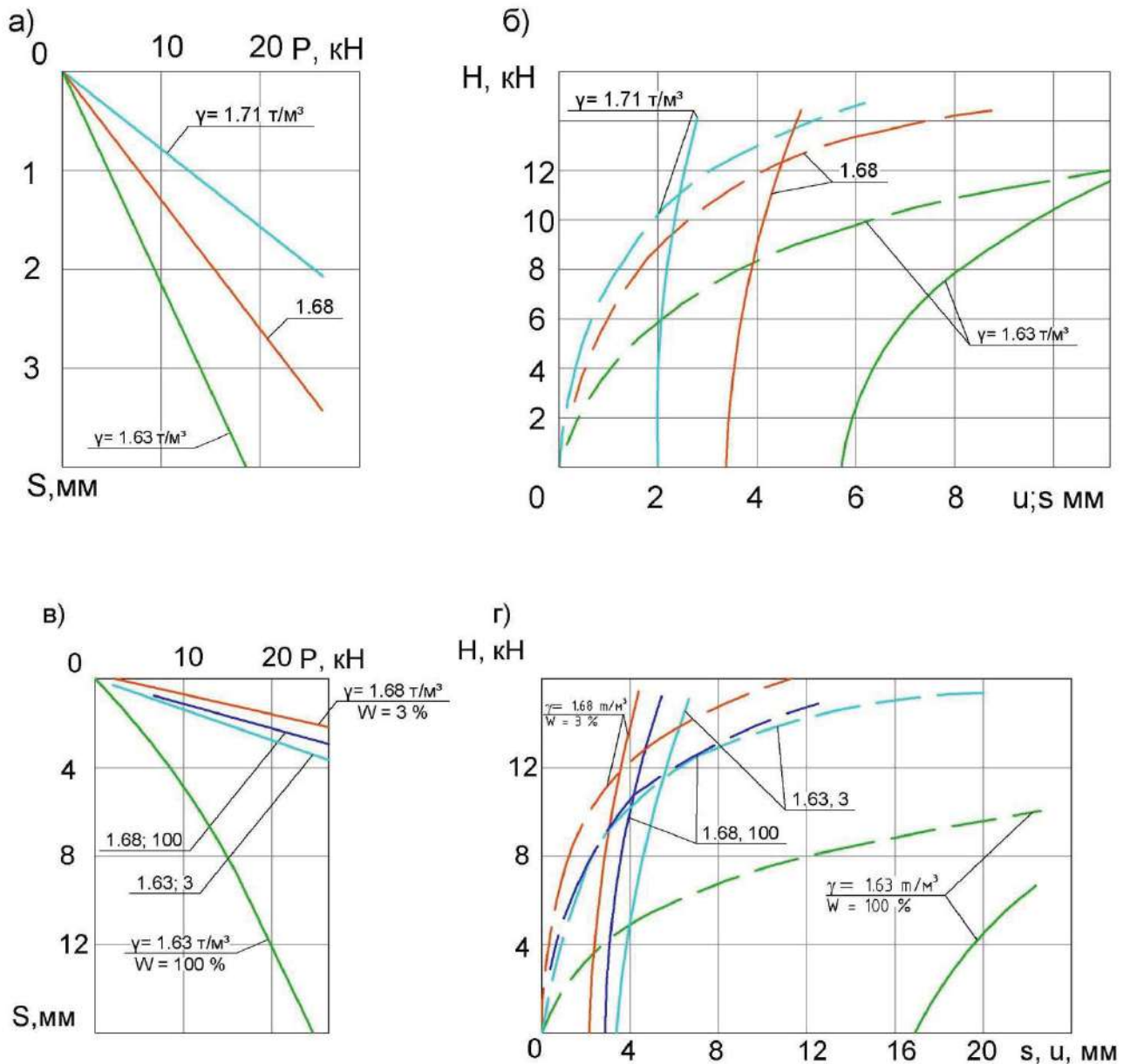


Рис 2.2 - Результати експериментальних досліджень:

а, б - розвиток осідань s (суцільні лінії) та горизонтальних переміщень (штрихові лінії) u штампу розмірами $0,78 \times 0,54$ м в ґрунтах різної щільності (вологість $W = 3\%$) в залежності відповідно від вертикального P і горизонтального H навантажень;

в, г - розвиток осідань s (суцільні лінії) і горизонтальних переміщень u штампу розмірами $1,08 \times 0,66$ м в ґрунтах різної щільності і водонасиченості в залежності відповідно від навантажень P і H .

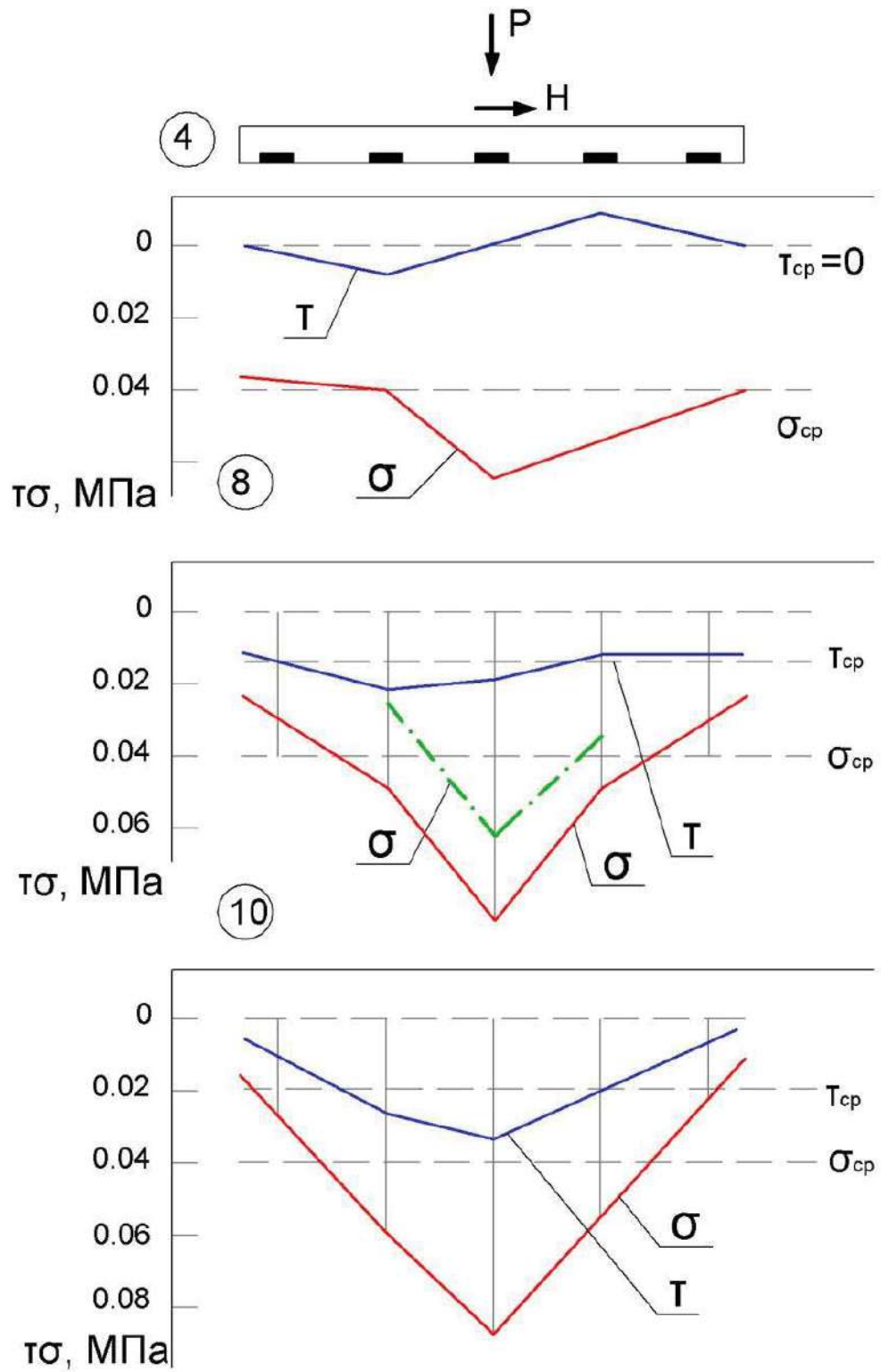


Рис. 2.3 – Результати вимірів контактної напруги по підшві плити плоскої моделі (штрих-пунктирною лінією показана епюра по месдозам).

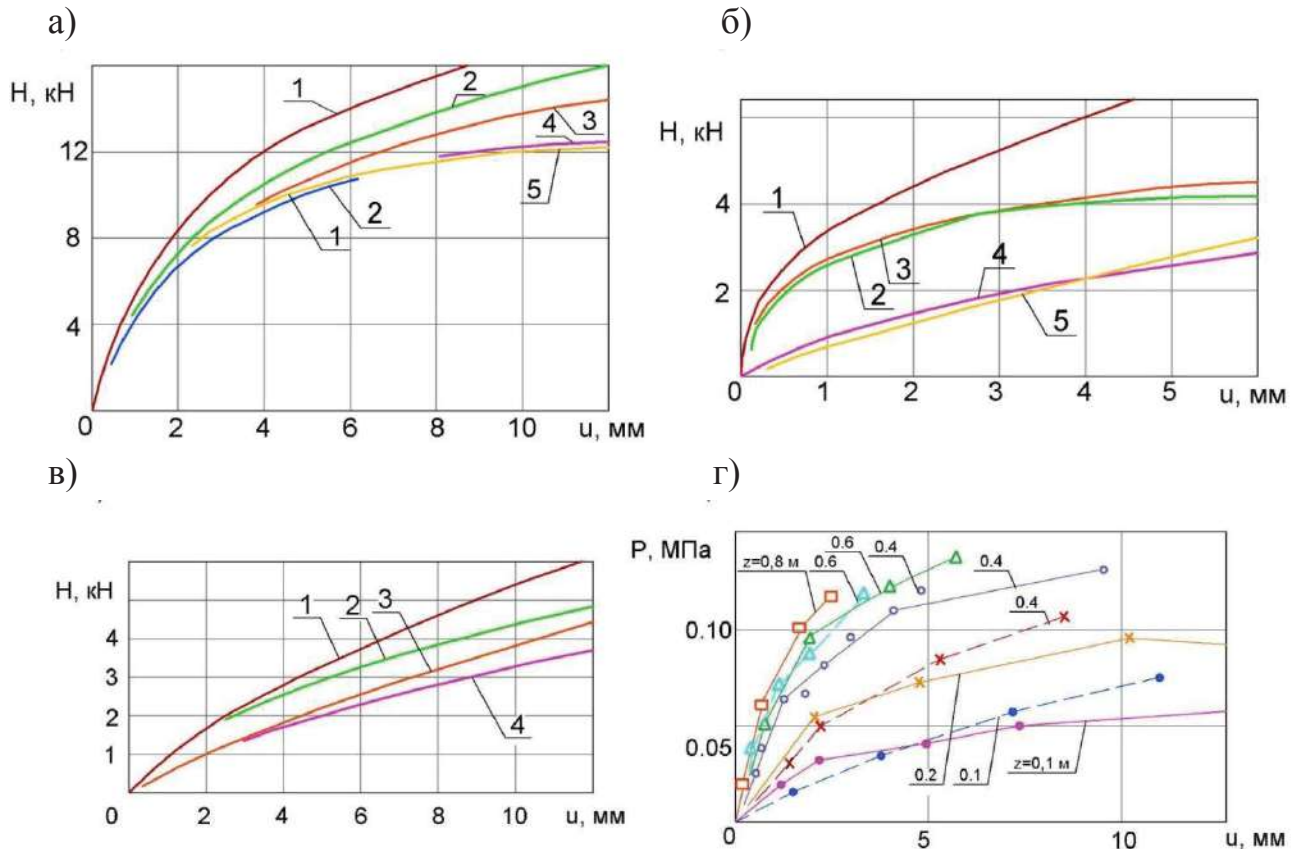


Рис. 2.4 - Результати експериментальних досліджень:

- а - горизонтальна опірність моделей в серіях дослідів I - А і 1 - В; 1, 2 - гравітаційно - пальовий елемент відповідно з жорстким і вільним закріпленням палі; 3 - поодинокий штамп; 4, 5 - штамп у складі гравітаційно - пальового елементу відповідно з жорстким і вільним закріпленням палі;
- б - горизонтальна опірність плоскої моделі гравітаційно - пальового елементу в серіях дослідів II; 1 - плоска модель ГПС; 2, 3 - штамп відповідно поодинокий і у складі моделі гравітаційно -пальового елементу; 4, 5— палі відповідно у складі моделі гравітаційно -пальового елементу і поодинокі;
- в - горизонтальна опірність паль за результатами експериментів серії дослідів 1; 1, 3 – палі у складі гравітаційно -пальового елементу відповідно з жорстким і вільним затисканням; 2, 4 - поодинока паля відповідно із затисненою і вільною головою;
- г – криві $p-i$ нелінійної деформації палі поодинокі (суцільні лінії) і у складі гравітаційно -пальового елементу (штрихові лінії).

Таблиця 2.1

Характеристики розвитку зон глибинного випору

Щільність ґрунту, кН/м^3	Осідання від вертикальної сили, мм	Осідання на останньому ступені горизонтального навантаження, мм	Збільшення осідання, %	$\sigma_{\text{гран}}/\sigma_{\text{гран}}^P$
1,63	5,8	14,0	141	0,53
1,68	3,4	4,90	44	0,25
1,71	2,1	2,50	19	0,19

У останньому стовпці таблиці приведене відношення середнього вертикального діючого тиску до середнього граничного вертикального тиску при дії тільки вертикальної сили P . Очевидно, що чим більше це відношення, тим більше міра розвитку зон випору.

У щільних пісках ($\gamma = 1,71 \text{ кН/м}^3$) це відношення мінімально і збільшення осідання також мінімально. Більше того, візуальні спостереження підтвердили відсутність призм випору у кінці цих дослідів, тоді як в експериментах з іншими щільностями вони спостерігалися.

На рис. 2.2 в, г наведено результати досліджень впливу ступеня водонасичення ґрунтової основи на роботу жорсткого штампа, які дозволяють зробити висновок про те, що вплив повного водонасичення тим більше, чим менше щільність ґрунту, причому якщо при середній щільності зменшення горизонтальної опірності штампів склало 50 %, то при рихлому складанні горизонтальна опірність штампів знизилася на порядок.

Розглянемо характер розподілу контактної напруги під подошвою плити. У експериментах з плоскою моделлю (серії II - А, II - В) безпосередньо реєструвалися нормальна σ і дотична τ складові контактної напруги (рис. 2.3). Помітимо, що при проведенні подібних вимірів велике значення має забезпечення первинного рівномірного контакту усієї поверхні

штампу (і кожного контактної датчика) з ґрунтом; однак через нерівності "мікрорельєфу" поверхні ґрунту епюри контактних напружень, як правило, мають ламаний характер. В обох серіях дослідів відмічений один і той же ефект - трансформація епюри вертикальної напруги в контактній зоні у міру збільшення горизонтальної сили, що виражається в зменшенні тисків під краями штампів по усіх його сторонах при збільшенні напруги в центральній зоні. У дослідях серії II відмічене також наступне: в процесі прикладання вертикального навантаження (етап 4 на рис. 2. 3) відбувається зростання нормальної напруги, причому більше інтенсивне в центральній зоні штампів.

При цьому виникають досить істотні дотичні напруження, спрямовані від центру до країв плити, позитивні в задній частині і негативні в передній. Надалі, особливо на початкових етапах дії горизонтального навантаження, їх наявність, мабуть, і призводить до помітної асиметрії епюри τ , як це видно з епюр напруги на етапі 8, що виразилася в занижених значеннях τ під передньою половиною плити. На останніх етапах горизонтального навантаження (10), коли штамп зазнає зсувні деформації, епюра τ стає практично симетричною, відповідній епюрі σ .

Відзначимо, що найбільш інтенсивне значення τ зростали в центральній зоні. Під краями, швидко досягаючи максимуму 0,01 МПа, вони далі не збільшувалися, що свідчить про перехід в граничний стан цієї області ґрунтового масиву. Це ж виходить з графіків нормальної напруги, яка показує зменшення значень σ під крайніми датчиками при горизонтальному навантаженні, у зв'язку з чим відбувається досить істотна трансформація σ .

Сукупність цих процесів і призводить, як відмічалось вище, до порушення рівноваги в основі, викликаючи додаткові осідання плити. Оцінюючи достовірність результатів виміру контактних тисків, слід зазначити цілком задовільну відповідність між значеннями σ і τ , зареєстрованими датчиками, і середніми значеннями фактичної напруги під

підшовою плити.

Аналіз інтегральних графіків "горизонтальне навантаження - горизонтальне зміщення" для комбінованої конструкції і для поодинокого штампу, отриманих в дослідях серій I і II (рис. 2.4, а), дозволяє відмітити наступне:

1. Здатність сприймати горизонтальне навантаження (при одних і тих же горизонтальних зміщеннях) у комбінованої споруди вище, ніж у самотійно працюючої плити. Особливо це помітно в дослідях з плоскою моделлю (серія II), до складу якої входили чотири палі. Несуча здатність цієї конструкції при зміщеннях від 3 до 4 мм перевершувала опірність поодинокого штампу не менше чим від 1,4 до 1,5 разу (рис. 2.4, б). У разі однієї палі, затисненої в центрі плити (серія I), цей показник нижчий.

При тих же переміщеннях спостерігалось збільшення горизонтальної опірності елемента гравітаційно - пальової споруди від в 1,2 до 1,25 разу. Горизонтальна опірність комбінованої конструкції залежить також від жорсткості затискання голови палі в плиті. Наприклад, несуча здатність споруди при вільному закріпленні палі практично на усьому діапазоні деформації від в 1,12 до 1,14 разу нижче, ніж у разі затискання.

2. Вичерпання несучої здатності гравітаційно - пальової конструкції, відбувається при набагато більших переміщеннях, ніж у поодинокого штампу.

3. На горизонтальну опірність плити в складі гравітаційно-пальових споруд впливають палі, які сприяють її зниженню, причому якщо у разі розташування опор по контуру (досліди серії II) цей вплив несуттєвий і проявляється на останніх ступенях навантаження, то при центральному розташуванні палі в плиті (досліди серії I) цей вплив починає позначатися з переміщень близько 3 мм і на подальших етапах призводить до зростання горизонтальний зміщення від в 1,3 до 1,5 разів. Установка паль по контуру плити є раціональнішою, оскільки дозволяє більшою мірою використовувати

сили гравітації.

4. Вплив палі на плиту не залежить від способу її закріплення в плиті. Отже, відмічений раніше підвищений опір конструкції із затисненою опорою визначається тільки характером роботи і несучою здатністю пальового елемента. Випробування гравітаційно -пальових споруд із затисненою палею і з вільним закріпленням голови в плиті показали збільшення несучої здатності пальового елемента в порівнянні з горизонтальною опірністю поодинокі палі в ідентичних умовах, причому міра впливу не залежить від способу закріплення голови палі, а збільшення опірності спостерігалось вже при переміщеннях порядку від 3 до 4 мм (рис. 2.4, в).

Порівнюючи інтегральні графіки роботи чотирьох паль у складі плоскої моделі і куца з чотирьох паль, об'єднаних плитою, що не контактує з ґрунтом, можна відмітити дуже незначний вплив плити на палі. Ця обставина пояснюється периферійним розташуванням паль в зонах з малими значеннями σ і τ в порівнянні з розташуванням в центральній зоні (рис. 2.3). Отримані епюри згинальних моментів, характерні для довгих гнучких паль з відповідними умовами закріплення у голів в ростверку, а момент в закладенні (у разі затискання), що становить близько 40% максимального моменту в прольоті, характеризує її як закладення кінцевої жорсткості.

Порівняння епюр сумарного реактивного відпору в дослідях з поодинокією палею (серія 1-С) і палею у складі комбінованої конструкції (серія I - А) показує, що у верхній зоні ґрунтового масиву на останніх етапах навантаження має місце істотне збільшення реактивного відпору. Про це свідчать і виміри горизонтальної складової напруги в наближай пальному масиві ґрунту, зроблені за допомогою месдоз, розташованих на відстані 1,5 В від палі по напрямку дії горизонтальної сили.

З використанням епюр відпору і графіків зігнутої осі палі для різних рівнів по глибині були визначені криві нелінійної деформації $p - u$ (рис. 2.4, г), які зв'язують опір ґрунту p і переміщення палі u на будь-якій глибині z

по довжині палі.

З графіків видно, що опірність водонасиченого піщаного ґрунту переміщенню палі змінюється за наявності вертикального привантаження від штампу до певної глибини порядку 0,6 м (близько 10 діаметрів палі), далі її зміни несуттєві.

Приведені дані дозволяють зробити оцінку характеру дії плити на роботу палі в горизонтальному напрямку наступним чином. На першому етапі, який характеризується зміщеннями від 1 до 3 мм, напружений стан ґрунту і його здатність лагодити опір переміщенням палі визначаються дією вертикального привантаження і дотичними напругами від штампу, котрі утворюють деформації верхніх шарів основи в горизонтальному напрямку, зіставні з переміщеннями ствола палі. У зв'язку з цим зареєстрована дія ґрунту на тилову поверхню палі, яка в процесі вантаження зменшувалася від значень бокового тиску до значень, близьких до активного (з урахуванням привантаження). Таким чином, в результаті дії плити відбувається зниження горизонтальної опірності ґрунту і "підштовхування" палі, яке залежить від міри завантаження плити.

Другий етап пов'язаний зі значними горизонтальними переміщеннями ($u = 5$ мм), коли зміщення основи починають відставати від переміщень плити і палі. У цьому випадку штамп усе більше починає грати роль вертикального привантаження, що значно збільшує опірність ґрунту і викликає швидкий ріст ординат епюр випору (див. рис. 2.4, г), яка навіть в рівні поверхні ґрунту досягає значень, істотно відмінних від нуля.

У цілому проведені експерименти показали ефективність застосування палі для збільшення несучої здатності гравітаційних споруд. Крім того, вони дозволили зробити наступні висновки, необхідні для розробки методу розрахунку гравітаційно - пальових споруд:

1. Повне водонасичення основи веде до збільшення деформативності споруд, що взаємодіють з ґрунтом, особливо сильному при рихлому

складення основи.

2. Наявність вертикальних палей збільшує опірність гравітаційної споруди горизонтальним навантаженням, причому це збільшення залежить від кількості палей, їх розмірів і розташування в плані і не залежить від міри затискання голів палей в плиті.
3. Привантаження поверхні ґрунту під гравітаційно - пальною спорудою змінює криві його нелінійної деформованості, які використовуються при розрахунку палей, підвищує опірність палей горизонтальним впливам.

Одним з важливих для оцінки роботи гравітаційно - палювих споруд питань, вивчених в ході експериментальних досліджень, являлося питання про явища, які відбуваються в ґрунтовому масиві при дії на нього палі, навантаженої горизонтальними і вертикальними силами, а також моментом, прикладеним до голови палі [10, 39]. Значну складність для вирішення цієї проблеми представляє той факт, що разом з пружним ущільненням ґрунту утворюються зони пластичних зрушень, які призводять до нелінійної залежності між переміщеннями і реактивним тиском ґрунту. Ця особливість пов'язана з переходом частини масиву ґрунту при великих навантаженнях в пластичний стан, має важливе значення для споруд, що допускають в процесі експлуатації істотні горизонтальні переміщення і особливо при розрахунках їх після граничних станів. У виконаних дослідженнях отримані експериментальні дані, що характеризують залежність між переміщеннями і реактивним тиском ґрунту $p - \Delta$ в різних умовах роботи палі, зануреної в зв'язні і незв'язні ґрунти основи, при спільній дії вертикального V і горизонтального P_o навантажень, а також моменту M_o , прикладеного до голови палі (рис. 2.3).

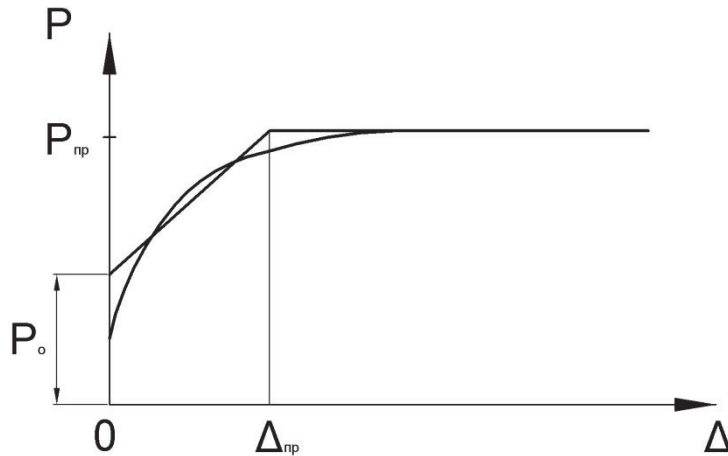


Рис. 2.5 - Залежність між переміщеннями і реактивним тиском ґрунту.

Досліди проводилися в трисекційних ґрунтовому лотку з розмірами кожної секції 2,0 x 2,5 x 5,0 м і об'ємом 25 м³, заповненому піском з наступними усередненими фізико - механічними характеристиками: об'ємна маса $\gamma = 1,71$ г/см³; кут внутрішнього тертя $\varphi = 35^0$; вологість $W = 4,5$ %. В дослідях застосовували піски середньої крупності (близько 4 % часток мали розміри 0,1 мм і менш; 45 % — від 0,5 до 0,2 мм; 32,5 % — від 0,25 до 0,1 мм; 15,5 % — від 1,0 до 0,5 мм). Модель стійкі вивчена з металевої труби довжиною $l = 2,0$ м і діаметром $d = 110$ мм, оснащеної в 7 перерізах по довжині тензорезисторними датчиками для виміру напруги в стінках моделі, яка поміщалася в середину лотка, щоб виключити вплив стінок і дна на результати. Навантаження створювалося спеціальним навантажувальним пристроєм, що складається з ручної талі вантажопідйомністю 30 кН, направляючої балки, по якій поступально переміщалося каретка навантаження, забезпечена чотирма катками на підшипниках і має в нижній частині консоль з фланцем для кріплення дослідної палі. Каретка може переміщатися поступально по направляючих, що імітує затискання голови палі в ростверку. Вертикальне навантаження на палю створювалося вагою усього навантажувального пристрою і змінювалося для деяких визначених в

дослідах положень від 6,0 до 8,0 кН. Оскільки ця модель випробовувалася раніше на дію тільки горизонтального навантаження, вторинне її використання при спільній дії навантажень дозволило надійно оцінити вплив компонентів складного навантаження на її несучу здатність в горизонтальному напрямі. Основні положення методики експерименту зводилися до наступного:

1. Палю встановлювалася в лоток і засипалася середньозернистим піском природної вологості пошарово з ущільненням кожного шару шириною 10 см. Після укладання 50 см засипки робився контроль щільності динамічним зондуванням за допомогою легкого забивного зонду з метою забезпечення рівномірної щільності ґрунту в плані і по висоті і відбиралися зразки ґрунту для визначення його геотехнічних характеристик.
2. Горизонтальне навантаження прикладалося ступенями 1/10 від передбачуваної за умовами деформацій граничної величини після стабілізації деформацій ґрунту і зусиль в палі від навантаження попереднього ступеня.
3. Вертикальне навантаження змінювалося в дослідах від 6,0 до 8,0 кН.
4. Момент в голові палі від затискання її в каретці змінювався у міру зміщення палі. Його величина реєструвалася верхніми датчиками, встановленими у голови моделі.
5. На кожному ступені навантаження проводився повний комплекс спостережень :
 - вимірювалося діюче горизонтальне навантаження;
 - вимірювалася напруга в матеріалі палі в 7 перерізах по висоті;
 - фіксувалися горизонтальні переміщення палі прогиномірами типу 6 ПАТ — ЛБІ, що дозволяють оцінювати деформації зігнутої осі під навантаженням.

У кінці кожного досліду вимірювалася і фотографувалася призма випору ґрунту у верхній частині основи перед моделлю і здійснювався контроль щільності ґрунту динамічним зондуванням з відбором зразків ґрунту для уточнення геотехнічних характеристик.

Необхідна кількість дослідів визначалася збіжністю результатів в кожній серії в цілому і по окремих етапах навантаження. Всього було проведено 6 випробувань. Перед початком експериментів були проведені методичні дослідження безпосередньо в лотку по перевірці тарировочних залежностей тензодатчиків і оцінці тертя в катках каретки, до визначення вертикального навантаження від навантажувального пристрою і величини затискання при переміщенні голови палі і т. і. За показниками тензометричного моста Т- 2 і індикаторів переміщень для характерних ступенів навантажень були побудовані усереднені епюри згинаючих моментів, графіки переміщень осі палі і графік залежності $A_o = f(P_o)$, де Δ_o - зміщення голови палі, P_o - прикладене горизонтальне навантаження (рис. 2.6).

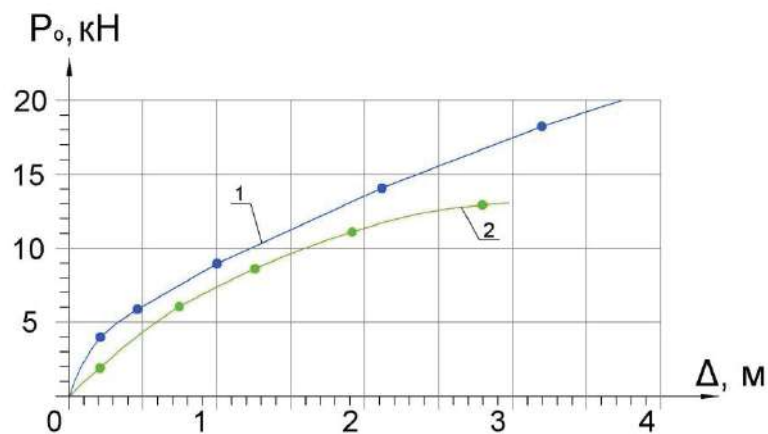


Рис. 2.6. Криві залежності $A_o = f(P_o)$ для палі $d = 110$ мм із затисненою (1) і з не затисненою (2) головою.

По експериментальних епюрах моментів розрахунковим шляхом були отримані епюри реактивного тиску ґрунту, зображені на рис. 2.7. Можливість використання такої методики підрахунку реактивного опору ґрунту і оцінка

отриманих результатів перевірялися рівновагою системи : по-перше, дотриманням рівності діючих на палю сил і, по-друге, рівністю розрахункового і заміряного моменту, що вигинає, у верхньому перерізі палі. Крім того, точність побудови епюри тиску ґрунту оцінювалася збігом розрахункової точки нульових тисків і переміщень з дослідною. Збіжність цих даних виявилася дуже задовільною.

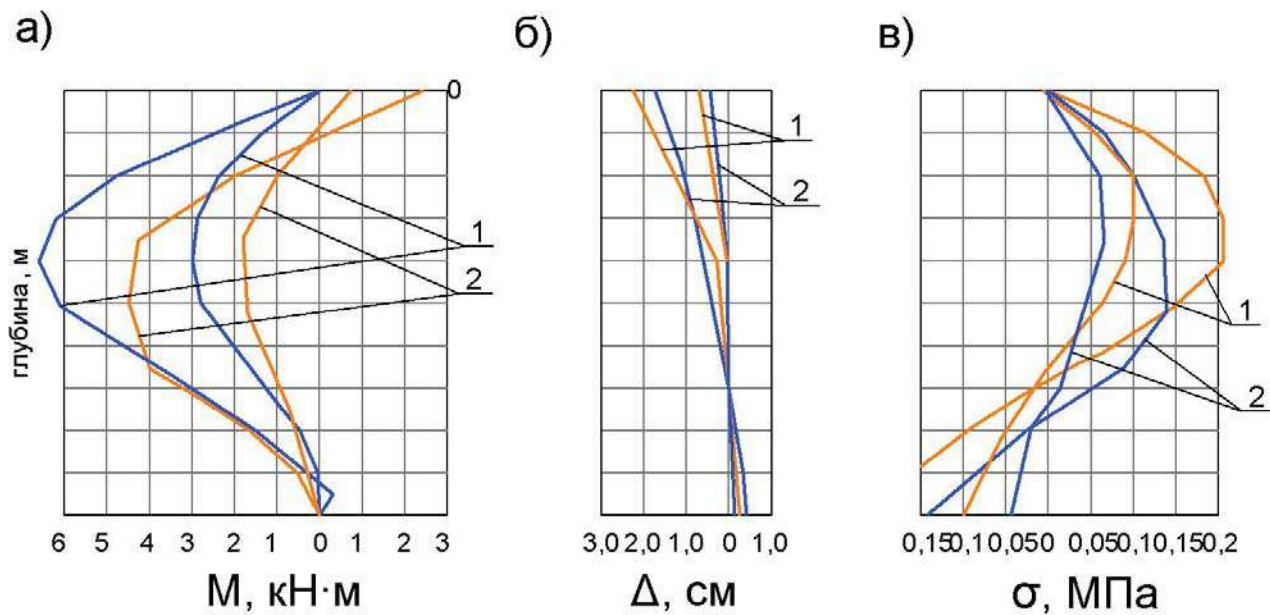


Рис. 2.7. Зіставлення дослідних величин тиску ґрунту (в), переміщень осей палей (б), моментів (а), що вигинають, для моделі $d=110$ мм при $P_o = 6$ і 12 кН з вільною (1) і затисненою (2) головою.

Потім, використовуюючи розрахункові епюри реактивного тиску ґрунту і графіки переміщень осі палі, робився підрахунок так званого коефіцієнта опірності - основною розрахунковою характеристикою, залежною від багатьох чинників, у тому числі від розмірів поперечного перерізу і жорсткості палі на вигин; характеру зміни жорсткості ґрунтової основи з глибиною; характеру залежності між переміщеннями і реактивним тиском ґрунту. Під цим терміном розуміється опір ґрунту горизонтальному

переміщенню палі в усьому діапазоні нелінійної залежності $p-\Delta$. Він виражається через відношення

$$\kappa = p/\Delta, \quad (2.1)$$

де p — реактивний тиск ґрунту, кН;

Δ — переміщення в даній точці, см.

Отримані епюри зміни коефіцієнта опірності по глибині для різних етапів вантаження (рис. 2.8) підтвердили раніше зроблений висновок про лінійну зміну коефіцієнта опірності з ростом глибини, в усякому разі у верхній частині незв'язних ґрунтів потужністю до 2,0 м.

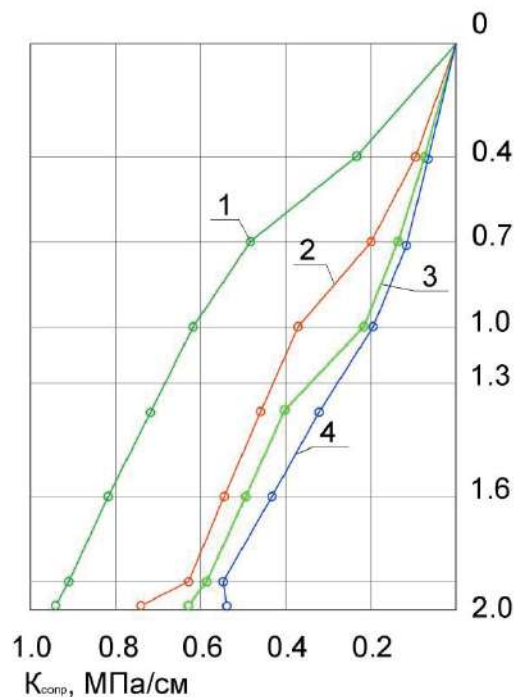


Рис. 2.8. Зміна $K_{опір}$ з глибиною для різних ступенів навантажень у 6 кН; 12 кН, 18 кН та 20 кН (відповідно криві 1, 2, 3 та 4)

З цього витікає можливість оперувати в розрахунках коефіцієнтом пропорційності $k_{n,n}$ (величиною коефіцієнта опірності на глибині 1,0 м).

Для розрахунків після граничних станів споруд, що допускають значні переміщення, особливий інтерес представляють експериментальні залежності виду $k_{n,n}=f(\Delta)$, показані на рис. 2.9.

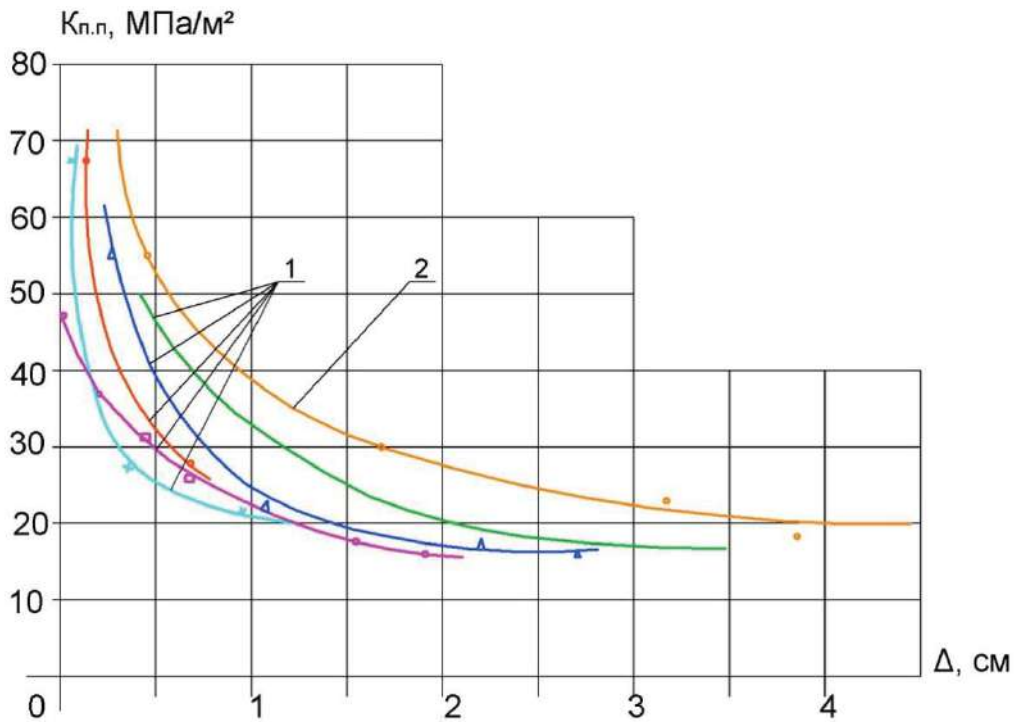


Рис. 2.9. Криві залежностей $k_{n,n}$ від переміщень для 5 (1) і для усіх (2) перерізів палі

Приведені графіки зміни коефіцієнта пропорційності для деяких розрахункових перерізів залежно від їх зміщень і графік зміни $k_{n,n}$, що підсумовує ці залежності, у міру росту переміщень голови палі характеризують зниження цієї величини до деякого граничного мінімального значення, що приймається для розрахунку.

Аналіз результатів дослідів дозволив зробити деякі припущення про вплив окремих компонентів діючих на палю навантажень на її напружено-

деформований стан. Для цього проводилося зіставлення аналогічних за величиною горизонтального навантаження етапів при вільній і затисненій голові палі. Це зіставлення показало, що наявність моменту затискання не лише зменшує горизонтальні зміщення голови палі і її прогини, але і впливає на перерозподіл реактивних тисків по довжині, знижує точку нульових переміщень і тисків (див. рис. 2.7).

Проведені на останніх етапах вантаження зміни тільки одного моменту затискання дозволили експериментально оцінити можливість обліку його впливу. Графіки $\Delta_o = f(P_o)$ (рис. 2.6) для паль із затисненою і вільною головою дозволяють припустити, що лімітуючим для вільно опертих стоек буде граничний стан за деформаціями з випором ґрунту у верхній частині основи.

У разі закладення голови палі у верхній будові переміщення її по напрямку дії горизонтального навантаження істотно знижуються, несуча здатність підвищується за рахунок залучення до роботи глибших шарів ґрунту, і руйнування швидше за все може піти від втрати міцності матеріалом палі.

Вплив вертикального навантаження, який можна було б простежити на перших етапах вантаження при практичній відсутності затискання, в дослідях виявилось незначним і сумірним з точністю виміру щільності ґрунту і напруженого стану палі. Можна припустити, що при інших співвідношеннях вертикального, горизонтального навантажень і моменту, прикладеного до голови палі, і за інших ґрунтових умов цей вплив буде істотним. Очевидно це питання може бути досліджене тільки в натурних умовах при розмірах паль, близьких до реальних.

Окрім вивчення питання про спільну дію горизонтальних і вертикальних навантажень на палю, на основі ретельного аналізу результатів виконаних дослідів, можуть бути зроблені важливі практичні висновки за розрахунковими характеристиками. Так, наприклад, експериментально встановлена залежність коефіцієнта пропорціональності від розмірів палі і її

жорсткості (рис. 2.8) дозволяє уточнити величину $k_{n.n.}$ відповідно до реальних розмірів палі :

$$k_{n.n.} = f(1/(\alpha l)), \quad (2.2)$$

де l — довжина палі, м;

$$\alpha = (kd/EJ)^{1/5},$$

EJ - жорсткість палі при вигині;

d - діаметр палі, м.

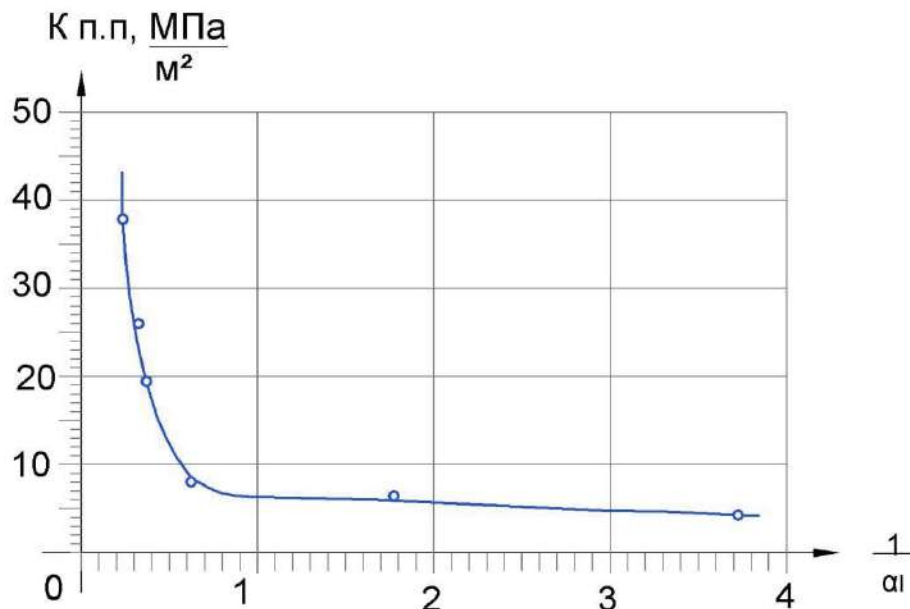


Рис. 2.10 - Залежність граничних значень коефіцієнта пропорційності від розмірів палі.

Аналіз існуючих розрахункових рекомендацій виявив можливі підходи до питання про класифікацію палей, яка відображає характер їх роботи залежно від довжини, жорсткості поперечного перерізу і стану напружено-деформованого середовища - ґрунту. При розрахунках палей по граничних станах найдоцільніше використати при оцінці її гнучкості вираження, що

приймається для Вінклеровської основи з урахуванням довжини палі. При цьому реальним умовам роботи паль відповідатиме градація, при якій їх слід віднести до гнучких, якщо $\Gamma \geq 3,5$, і до жорстких, якщо $\Gamma < 1,5$.

$$\Gamma = (kd/EJ)^{1/5} \quad (2.3)$$

(позначення у формулі (2.3) аналогічні тим, що приймаються у формулі (2.2).

У розрахунках по граничних станах велике значення має опір ґрунту у верхній частині основи, визначуване часто по Ш. Кулону або В. В. Соколовському з урахуванням просторового ефекту роботи поодинокі палі. Існує велика кількість рекомендацій за визначенням коефіцієнта просторовості K_{np} і зазвичай придатного для умов, в яких проводився експеримент.

В результаті проведених досліджень запропонована якісно нова формула обліку просторової роботи поодинокі палі залежно від діаметру палі і глибини зони граничного стану, яка в принципі дає хороший збіг з досвідченими даними і деякими рекомендаціями :

$$K_{np} = 1 + (1/3)(l_n/d) \quad (2.4)$$

де l_n — глибина зони граничного опору ґрунту основи, що приймається залежно від якості ґрунтів і жорсткості палі;

$$l_n = (2/3)l_e, \text{ якщо } \alpha l \leq 3,5 \quad (2.5)$$

$$l_n = (1/3)l_e, \text{ якщо } \alpha l > 3,5.$$

В формулах (2.4) і (2.5)

d - діаметр палі, м;

l_e —ефективна довжина палі, м; Приймається для палей короткої і середньої довжини $l_e = 1$, для довгих $l_e = 3/\alpha$.

Недоліком її є лише ступінчаста зміна K_{np} при переході від однієї розрахункової категорії до іншої, що може бути усуненою шляхом завдання аналітичного або графічного зв'язку (рис. 2.9) між K_{np} і жорсткістю палі, що відбиває певною мірою співвідношення між висотою зони граничного стану і діаметром палі.

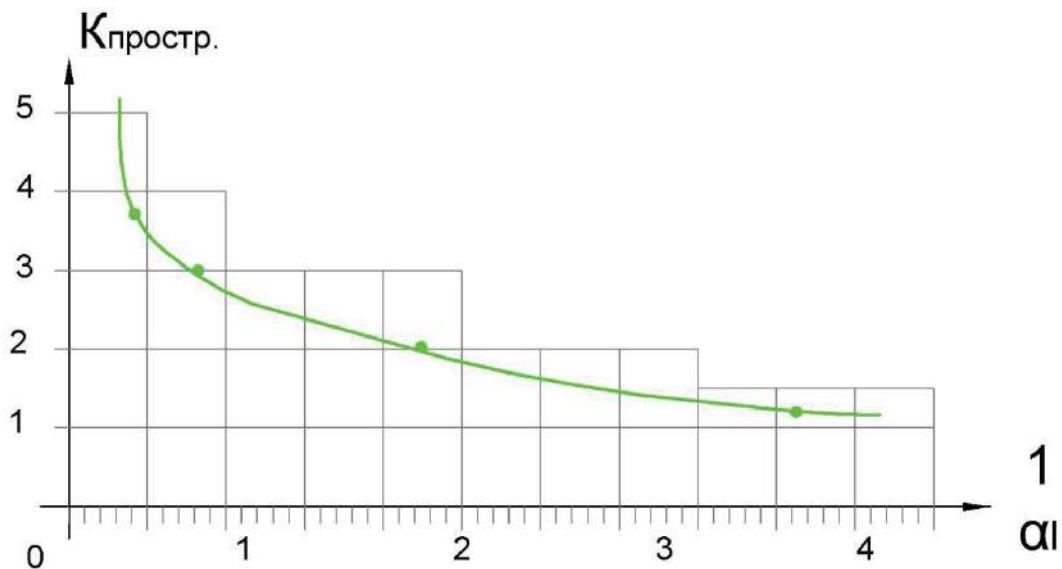


Рис. 2.11. Залежність $K_{ппростр.}$ від показника жорсткості

2.2 Сучасний стан і проблеми теоретичного дослідження взаємодії підірних стінок портових гідротехнічних споруд з ґрунтовим середовищем на різних етапах їх експлуатації

Історично розвиток теоретичних методів дослідження даних споруд здійснювався по декількох напрямках, що принципово відрізняються.

2.2.1 Методи теорії суцільного середовища

Основоположними для цього напрямку стали роботи П. А. Міняєва, М. П. Пузиревського, К. Терцаги, М. М. Герсєванова. Вони обґрунтували принципову можливість описувати напружено-деформований стан ґрунтового масиву, що взаємодіє із спорудою, за допомогою рішень теорії пружності. Розвитком цих ідей стали роботи М. Н. Гольдштейна, М. І. Горбунова-Посадова, К. Є. Єгорова, Д. Є. Польшина, В. О. Флорина, М. А. Цитовича, В. О. Гришина, І. П. Бойка, В. В. Ковтуна, О.В. Школа і інших дослідників. Рішення теорії пружності задовільно узгоджуються із спостереженнями у разі монотонного навантаження однорідної основи умовно обмеженої товщини.

Розбіжності збільшуються при рості інтенсивності напруги і появі в ґрунтовому масиві локальних зон граничної рівноваги. Як показав В. О. Флорин [63], допустимість застосування рішень теорії пружності до розрахунку фундаментів визначається співвідношенням розмірів областей граничної рівноваги і ширини споруди.

Останнім часом в чисельних розрахунках перевага віддається методу кінцевих елементів (МКЕ), виняткова ефективність якого зумовила широке його застосування для різноманітних розрахунків конструкцій, споруд і ґрунтових середовищ (роботи Л. О. Розина, О. К. Бугрова, В. О. Гришина, О. Л. Гольдіна, С. Б. Ухова, В. В. Семенова, А.В. Гришина та ін.).

О. К. Фрелих [64] при рішенні задачі про дію сили на поверхні напівплощини використовує модель, що дозволяє отримувати близький до реального розподіл напруги. Г. К. Клейн [36], а в загальнішому вигляді Г. М. Белик і В. Л. Рвачьов показали, що рішення Фрелиха відповідає рішенню теорії пружності для неоднорідної напівплощини, модуль деформації якої міняється з глибиною за статечним законом.

Строгу постановку задачі одним з перших здійснив П. П. Аргунов [1], який звів задачу про визначення напруги на вертикальній і гладкій задній грані жорсткої підпірної стінки при горизонтальній поверхні засипки до задачі теорії пружності з накладенням рішень для двох напівплощин.

Моделі основ у вигляді лінійно деформованого неоднорідного середовища створювалися з метою досягнення відповідності між розрахунковими і фактичними деформаціями основи шляхом призначення характеристик середовища у вигляді певних, наперед заданих функцій координат. Уперше модель основи у вигляді неоднорідного по глибині напівпростору, ймовірно, запропонував Г. К. Клейн [36]. Б. М. Баршевський [3], ґрунтуючись на моделі середовища, близької до моделі Г. К. Клейна, розробив методи визначення контактної напруги по підшві фундаменту, розрахунку осідань, горизонтальних зміщень і крену споруд. С. Г. Лехницький [43] розглянув узагальнену задачу про напружений стан напівплощини, модуль деформації якої є безперервна функція координат. Строге рішення задачі про дію зосередженої сили на напівплощину, заповнену нестискуваним матеріалом із статечним зміцненням, уперше отримане В. В. Соколовським [60]. М. В. Малишевим [46] розглянута задача про дію зосередженої сили на напівплощину, що нелінійно деформується, при статечних законах формозмінення і зміни об'єму. Ю. К. Зарецький [30] розглянув плоску контактну задачу для неоднорідного фізично нелінійного середовища.

Широке поширення при рішенні задач пружно пластичності отримала білінійна залежність між напругою деформаціями. Вона добре апроксимує криволінійні залежності, характерні для твердих матеріалів. Білінійну залежність при аналізі напруженого стану ґрунтового середовища використав В. В. Гапонов. Нелінійні фізичні залежності застосував Г. Каудерер [44]. Рішення в замкнутому середовищі отримані автором тільки для простих

випадків: одновимірні задачі, чисте зрушення, гідростатичний напружений стан.

До істотних особливостей деформації ґрунтів слід віднести вплив середньої напруги на величину деформацій зрушення. Усі розглянуті лінійні і нелінійні моделі не відображають в явній формі цю особливість ґрунтового середовища. Тому моделі, що враховують вплив внутрішнього тертя на процес деформації середовища, представляють особливий інтерес для розрахунків основ і ґрунтових засипок споруд. Модель О. І. Боткіна [4] була, ймовірно, першою моделлю, в якій ґрунт розглядався як середовище з істотним внутрішнім тертям, що проявляється в дограничній стадії деформації. Закон зміни об'єму ухвалений О.І. Боткіним у вигляді лінійної залежності між кульовими тензорами $\sigma_o = k \cdot \varepsilon_o$. Закон формозмінення враховує вплив середньої напруги і описується дрібно-лінійною функцією

$$\tau_o / \sigma_o = A \cdot \gamma_o / (B + \varepsilon_o) \quad (2.6)$$

де σ_o , τ_o і γ , ε_o - напруга і деформації по октаедричних площях (рівно похилих до головних осей), кПа.

Відмічені роботи намітили принципово новий підхід до розрахунку основ, що дає можливість уточнити їх роботу за рахунок введення точніших, хоча і складніших фізичних залежностей.

Фундаментальна властивість дисперсних середовищ змінювати об'єм при зрушенні експериментально виявлена О. Рейнольдсом ще в 1885 р. З тих пір робилися спроби окремих дослідників відобразити цю властивість в математичних моделях ґрунтів. Реальна нагода врахувати ділатансію в інженерних розрахунках трапилася тільки з появою сучасних ЕОМ і лабораторного устаткування, за допомогою якого можна визначити необхідні

експериментальні параметри. Під ділатансійними співвідношеннями зазвичай розуміють залежність між напругою і взаємозв'язаними між собою деформаціями зрушення і об'єму. Першими ділатансійними співвідношеннями деформаційного типу, ймовірно, можна рахувати запропоновані Т. М. Ломизе і його учнями нелінійні фізичні залежності, що описують закономірності зміни об'єму.

В них об'ємні деформації пропонувалося шукати експериментально у вигляді функції середньої напруги σ_0 , інтенсивності напрузі, σ_1 і параметра Лодє $\mu_\sigma: \varepsilon_0 = \varepsilon_0(\sigma_0, \sigma_1, \mu_\sigma)$. Цікаву і перспективну ділатансійну модель пружно пластичності сипкого ґрунтового середовища, що описує її граничну і дограничну деформацію, розробив В. В. Ковтун [38]. У ній прирости деформацій $\{de\}$ складаються з пружних $\{d\varepsilon^e\}$ і пластичних $\{d\varepsilon^p\}$ частин (як останні прийняті деформації взаємного прослизання частинок середовища), а умова граничного стану середовища прийнята у формі Кулона-мору.

Визначальні фізичні рівняння середовища прийняті у вигляді встановлюваних експериментально залежностей між відношенням напруги і відношенням приростів деформацій по майданчиках максимального відхилення

$$\tau_p / \sigma_p = \mu(-d\varepsilon_p^s / dv_p^s) \quad (2.7)$$

чи по головній напрузі

$$\sigma_1 / \sigma_3 = x(-d\varepsilon_3^s / dv_1^s). \quad (2.8)$$

2.2.2 Контактні моделі системи «споруда - ґрунтове середовище»

Разом із класичними методами розрахунків підірних стін, що включають дослідження напружено-деформованого стану в усьому масиві ґрунту основи і засипки, в теорії взаємодії споруди з ґрунтом широке застосування знаходять контактні моделі. Використання контактних моделей призводить до простіших розрахункових схем, різкому скороченню часу рахунку на ЕОМ при цілком задовільному збігу результатів випробувань з розрахунками, а в деяких випадках є єдино можливим способом рішення конкретної задачі.

Експериментальну базу для побудови контактних моделей складають результати досліджень взаємодії балок, плит і паль з ґрунтом. У такій моделі основи початкова інформація міститься в залежності між реактивним (контактним) тиском, що передається по бічній поверхні балки (плити) на основу, і переміщенням в точці контакту з цією поверхнею. Параметром пропорційності в контактній моделі основи служить коефіцієнт постелі, який залежно від виду напруженого стану розрізняють для стискування або зрушення.

Найбільшу популярність здобула контактна модель основи, в якій приймається пряма пропорційність між вертикальним тиском і осіданням. Гіпотеза прямої пропорційності, запропонована М. І. Фуссом і Є. Вінклером, була згодом застосована Х. Циммерманом для розрахунку залізничних шпал.

Методам рішення задач і питанням практичного використання контактної моделі основи для горизонтально навантажених фундаментів присвячені роботи В. О. Кисельова [35], В. Г. Коренева [40], А. І. Крилова [41] і багатьох інших. У контактну модель Вінклера надалі вносилися численні уточнення і доповнення. Ускладненням одне параметрової моделі Вінклера є двох параметрові моделі М. М. Филоненко-Бородича [62].

В. О. Барвашов і В. Г. Федоровський [2] запропонували трипараметрову модель, в якій модель Филоненко-Бородича з двома коефіцієнтами постелі покривається шаром Вінклеровських пружин. Ця модель має розподільну здатність з монотонним убуттям осідань у міру видалення від місця прикладання навантаження, задовольняє прагненню навантаження до деякої кінцевої величини (осіданню в одновимірній задачі) при безмежному розширенні площі прикладання рівномірного одиничного навантаження і, нарешті, приводить до розриву осідання в місцях розривів навантаження.

Приведені вище контактні моделі основи використовуються в розрахунках горизонтальних фундаментів при дії вертикальних навантажень. При опису взаємодії з ґрунтом вертикальних елементів (плит, балок), навантажених горизонтальним навантаженням, навіть у разі однорідного ґрунту необхідно враховувати зміну його опірності по глибині. Цей облік здійснюється залежністю коефіцієнта постелі (вертикального) від глибини, причому найчастіше за лінійним законом. Подальше введення в такий коефіцієнт постелі деякої функції зміщення дає можливість відображення нелінійного характеру деформації основи.

Контактна модель основи, як відмічає М. О. Цитович, дає найбільш близькі до дійсності дані при розрахунку конструкцій, що спираються, на основи, що сильно стискаються, при невеликій потужності стиснутої товщі. На думку Ф. О. Флорина [63], спосіб коефіцієнта постелі тим краще відповідає дійсності, чим більше властивості ґрунтів основи наближаються до властивостей води, тобто, чим менше опір ґрунтів зрушенню, тим більше області граничного стану.

2.2.3. Методи теорії граничної рівноваги ґрунтового середовища

Для визначення тиску ґрунту на підпірну стінку, починаючи з часів Кулона і до теперішнього часу, використовується теорія, яка дозволяє

встановити тільки нижній і верхній межі тиску ґрунту без урахування його деформацій і переміщень споруди. Створена більше 200 років тому теорія Кулона, розвинена багатьма іншими дослідниками, продовжує використовуватися на практиці, незважаючи на свої недоліки і навіть появу строгішої в математичному відношенні теорії граничного напруженого стану.

Основний недолік теорії Кулона полягає в тому, що вихислений по ній тиск ґрунту у ряді випадків не відповідає дослідним даним із-за наближеності прийнятих в ній передумов. При цьому значення тисків, отриманих по теорії Кулона, відхиляються від даних точнішої теорії граничної рівноваги для активного тиску у бік його заниження, а для пасивного - у бік завищення, що особливо небезпечно при забезпеченні стійкості споруд. Збіг значень активного і пасивного тисків ґрунту по обох теоріях виконується тільки для вертикальної гладкої жорсткої стінки з горизонтальною вільною поверхнею ґрунту засипки або основи. Найбільш значні розбіжності спостерігаються при похилих шорстких поверхнях стінок (для активного тиску в деяких випадках вони досягають від 25 до 30 %, а для пасивного ще більше).

Враховуючи, що в практиці портового гідротехнічного будівництва найширше поширені набережні з вертикальними передніми і тилловими гранями (тонкостінні споруди, стінки з кладки масивів або масивів-гігантів, набережні з паль оболонки і тонкостінних елементів куткового профілю і т. і.) і горизонтальними поверхнями дна і ґрунту засипки, в ряді розрахункових методів таких споруд ефективна простіша теорія Кулона для визначення активного і пасивного тиску ґрунту. Підхід Ш. Кулона, заснований на розгляді граничної рівноваги "затверділої" частини масиву, отримав розвиток в роботах Ж. Понселе, К. Кульмана, У. Ренкіна, Г. Крейя, М. М. Герсеванова, В. Феленіуса, І. П. Прокоф'єва, Г. К. Клейна, П. Д. Євдокимова, Г. А. Дуброва, П. І. Яковлєва. Ними створені прості інженерні методи

рішення задач за оцінкою загальної стійкості, визначення активного і пасивного тисків ґрунту на підпірні стіни.

Численні дані дослідів з підпірними стінками показують, що поверхні обвалення носять явно виражений криволінійний характер, особливо при їх зміщеннях у бік ґрунту. У зв'язку з цим визначення граничного бічного тиску ґрунту на стінку по теорії граничного напруженого стану з криволінійними площинками ковзання є більше переважним в порівнянні з класичною теорією тиску ґрунту Кулона, що припускає прямолінійні поверхні ковзання.

На початку ХХ століття теорія граничного напруженого стану отримала подальший розвиток в роботах Ф. Кеттера. Спроби побудови зручних інженерних методів розрахунку на основі безпосереднього використання цих диференціальних рівнянь робляться і до теперішнього часу. Після Ренкіна і Кеттера найбільш важливі результати теорії граничного напруженого стану були отримані Л. Прандтлем і К. В. Самсоновим. Створення загальної теорії граничного напруженого стану було завершене в статтях В. В. Соколовського, опублікованих у кінці тридцятих років (і в наступні три десятиліття), в його відомій монографії, що вийшла багатьма виданнями [60, 61], а також в працях С. С. Голушкевича [9].

Принциповим недоліком розглянутих методів теорії граничного напруженого стану є «бездеформативність». Вилучення з розгляду деформацій не дозволяє врахувати особливості взаємодії споруди з ґрунтовим масивом в дограничній стадії роботи і отримати доказ єдності рішення в граничній стадії. Отже, ці методи не можуть бути основою для вирішення задачі оцінки напружено-деформованого стану основ і засипок з урахуванням їх спільної роботи з елементами конструкцій на усіх етапах будівництва, реконструкції і технічної експлуатації споруд.

2.2.4 Методи, що враховують переміщення і деформації споруди

Одним з перших пропозицію про взаємний облік зміщень підпірної стінки і тиску ґрунту на неї зробив М. М. Давиденков [13] ще в 1927 р. Пізніше М. П. Пузиревський [52] вивів залежність для визначення бічного тиску ґрунту, що знаходиться в стані пружної рівноваги, на вертикальну підпірну стінку при горизонтальній поверхні засипки, яка має вигляд

$$E = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 / (1 + 0,5 \cdot \pi \cdot \sin \varphi) \quad (2.9)$$

де H - висота стінки, м,

однак, не вказав, при яких зміщеннях може бути застосовна ця формула.

Емпіричним шляхом І. В. Яропольський [70] отримав залежність

$$E = 0.1077 \cdot \gamma \cdot H^2 / (u + 0.000001)^{0.111} \quad (2.10)$$

де u - зміщення стінки, мм,

з умови, що коефіцієнт бічного тиску на нерухому стінку дорівнює одиниці (очевидно, це припущення суперечить фізиці даного явища).

Для обліку зміни особливості відпору ґрунту у міру збільшення горизонтальних зміщень підпірної стінки В. О. Флориним [63] запропонований наближений спосіб, що базується на припущенні, що ущільнення ґрунту відбувається в межах деякої вертикальної смуги, прилеглої до контактної грані стінки і обмеженою поверхнею ґрунту і площиною випинання. Така модель і засновані на ній розрахункові залежності дозволяють лише ілюструвати порядок зміщень (чи тисків), але зважаючи на цілий ряд грубих допущень мало придатні для використання в інженерній практиці.

Е. Дембицький і О. Тейхман [14] розглядають так званий «збуджений» тиск, що виникає в початковій стадії деформації ґрунту при переміщенні на нього стінки, яке пропонується визначати по залежності

$$E' = E_0 + \omega_1 \cdot (E_p - E_0) \quad (2.11)$$

де E_0 і E_p , кПа - тиск спокою і пасивний (граничний) тиски відповідно;

w_1 - коефіцієнт функції її переміщення споруди, тобто, $\omega_1 = f(\bar{u})$.

Тут $\bar{u} = u / u_{\Gamma}$, а u і u_{Γ} , мм - переміщення при «збудженому» і пасивному тиску.

Відомі також і інші численні методи, що дозволяють в тій чи іншій мірі врахувати деформований стан споруди при оцінці його силової взаємодії з ґрунтовим середовищем. Їх зручно згрупувати на основі тієї розрахункової моделі ґрунту, яка реалізується при визначенні його дії (активного або реактивного) на споруду. Ускладнений варіант теорії Кулона за визначенням тиску ґрунту на стінку залежно від виду її переміщення запропонував Г. А. Дуброва. При розрахунку цим методом загальний тиск ґрунту на стінку вважається рівним тиску по Кулону і не міняється при зміщеннях напірної грані споруди, а епюру тиску на цю грань можна отримати, виходячи з лінійного закону зміни кутів нахилу площини ковзання для різних рівнів, в межах від $45^\circ + \varphi/2$ до $45^\circ - \varphi/2$. У іншому способі додатково враховується тиск на кожен майданчик по висоті стінки залежно від величини переміщення цього майданчика і коефіцієнта постелі. Незважаючи на достатню довільність основного допущення про постійність загального тиску ґрунту на стінку незалежно від характеру і величини її зміщення, остаточні результати розрахунків, виконані Г. А. Дуброва, близькі до дослідних.

І. Оде одним з перших встановив в дослідах залежність між характером деформації стінок і видом епюри тиску ґрунту. Він же запропонував

визначати цей тиск шляхом складання епюр, отриманих при елементарних переміщеннях.

П. І. Яковлев [69] запропонував для обліку дограничних зміщень стінки підставляти в розрахункові формули розробленої ним технічної теорії граничного напруженого стану проміжні значення кутів мобілізованого внутрішнього тертя і тертя ґрунту по стінці, що відповідають зміщенню стінки. В результаті вдається, задаючись зростаючими значеннями зміщень споруди і прямо пропорційними їм значеннями вказаних кутів, простежити трансформацію дограничних призм в граничні.

2.2.5 Методи, що враховують змішаний напружений стан ґрунтового середовища, що взаємодіє з підпірною стінкою споруди

Перспективним напрямом, що дозволяє уникнути ігнорування одночасного виникнення в ґрунтовому середовищі, що взаємодіє з контактною гранню стінки, як зони граничного, так і дограничного напруженого стану являється розвиток методів, що враховують змішаний напружений стан ґрунтового середовища.

Істотно просунувся у вирішенні даної проблеми Ф. М. Шихієв [66, 67], який розробив теоретичний метод визначення тиску ґрунту на підпірні стінки з урахуванням їх деформацій і за умови, що в піщаній засипці є області, що знаходяться в дограничному і граничному напруженому станах. Він набув нової початкової форми залежності між напругою і деформаціями в дограничному стані ґрунту

$$\tau = \left(v_{B_1 B_2} / v_{kp} \right) \cdot \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (2.12)$$

що враховує вплив середньої напруги, внаслідок чого коефіцієнт бічного тиску

$$\lambda_a = \left\{ 1 - [\sin \phi (1 + \sin \phi)] \cdot (v_{B_1 B_2} / v_{kp}) \right\} / \left\{ 1 + [\sin \phi (1 - \sin \phi)] \cdot (v_{B_1 B_2} / v_{kp}) \right\} \quad (2.13)$$

визначається з урахуванням величини переміщень, а в граничному стані - по звичайному відношенню.

У приведених виразах:

$v_{B_1 B_2}$ - кут зрушення між потенційно можливими майданчиками ковзання;

s_1 і s_2 - потенційно можливі майданчики ковзання;

$2\alpha = \pi/2 - \phi$, град, кут перетинання майданчиків ковзання;

v_{kp} - критичний кут перекосу, град, при якому в зразку виникає граничний напружений стан, визначуваний експериментально за допомогою спеціально сконструйованого приладу.

Окрім зсувної, Ф. М. Шихієвим врахована і об'ємна деформованість ґрунту, виходячи з принципів гідроємностей або еквівалентної моделі. Характеристикою ґрунту, що відображає цей облік, є коефіцієнт стисливості.

У розвиток теорії Ф. М. Шихієва і для обліку так званого «історичного чинника» В. Т. Бугаєвим [5, 6] отримано наближене рішення задачі про розподіл бічного тиску ґрунту по висоті жорсткої підпірної стінки, засноване на понятті про ефективні зміщення споруди. Під останнім розуміється частина повних зміщень, які виникають в процесі засипки пазухи під дією шару ґрунту, розташованого вище даного контактного перерізу.

У змішаній постановці розроблений розрахунковий алгоритм і складена програма А. К. Бугровим [7] для визначення епюри бічного тиску ґрунту на жорсткі підпірні стінки шляхом завдання величини і характеру їх

переміщень як у бік зворотної засипки, так і від неї. При зміщеннях стін від ґрунту отримано зменшення тиску від побутового до активного по Кулону, а для проміжних станів характерні епюри із слабкою криволінійністю. При зміщенні стін на ґрунт необхідні для появи граничного стану зміщення виявилися в 4 - 5 разів більшими, ніж у разі руху від ґрунту. Ці результати відповідають дослідним даним і теоретичним представленням, згідно з якими для формування призми обвалення потрібні значно менші зміщення стіни, чим для формування призми випору. При повороті стін на ґрунт відносно низу отримані параболічні епюри, а при поступальному зміщенні - отримані слабке вгнуті у бік засипки епюри тисків.

Метод, розроблений М. П. Дубровським [15, 16], заснований на змішаній (розглядається взаємодія зон граничного і дограничного напруженого стану ґрунту) постановці задачі визначення бічного тиску ґрунту на споруду.

Розрахункова модель, що лежить в основі кінематичного методу взаємодії споруди у вигляді жорсткої підпірної стінки, що має довільно нахилу до вертикалі (кут α_0) контактну грань, з ґрунтовою засипкою, денна поверхня якої в загальному випадку складає з горизонтом (кут β) і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю q , базується на наступних основних передумовах (рис. 2.12) :

- вид напруженого стану в довільній точці на контакті споруди з ґрунтом визначається відношенням горизонтального зміщення $u(z)$ поперечного перерізу стінки, що включає цю точку і розташованого на глибині z від поверхні ґрунту в місці її перетину з контактною гранню споруди, до ординати z . При $u(z)/z < \alpha$ ґрунт в перерізі на глибині z знаходиться в дограничному, а при $u(z)/z > \alpha$ - граничному напруженому стані. Оскільки умови формування граничного напруженого стану ґрунту по усій контактній грані споруди (висотою H) і по її частині (на ділянці висотою z) аналогічні, на основі відомих експериментальних даних (дослідження

І. В. Яропольського, Г. К. Клейна, І. П. Прокоф'єва, Д. Тейлора, К. Терцаги, П. І. Яковлева і інших) можна прийняти, що при утворенні активного тиску $\alpha = \alpha_0 \cong 0,01 - 0,0015$ а при виникненні пасивного тиску $\alpha = \alpha_0 \cong 0,01 - 0,03$.

- межа зон граничного і дограничного напруженого стану ґрунту (чи висота h зони контакту ґрунту, що знаходиться в граничному стані, із спорудою) може бути знайдена з умови $u(h)/h = \alpha$, для використання якого слід задати вид функції $u(z)$, визначуваною характером деформацій споруди (наприклад, для жорстких конструкцій ця функція лінійна, а при поступальних переміщеннях $u = \text{const}$ і $h = u/\alpha$)
- кути відхилення рівнодійної бічного тиску ґрунту від нормалі до контактної грані споруди і рівнодійною реактивного тиску масиву ґрунту позаду призми розпору (чи відпору) від нормалі до межі цієї призми приймаються для зони граничного напруженого стану висотою h відповідно рівними кутам внутрішнього тертя ґрунту φ і контактного тертя $\delta = k \cdot \varphi$ ($0 \leq k \leq 1$) а для зони дограничного напруженого стану висотою $H - h$ відповідно δ' і φ' , причому

$$\delta' = \delta_0 = n(\delta - \delta_0), \quad \varphi' = \varphi_0 + n(\varphi - \varphi_0)$$

де n - параметр, залежний від співвідношення розмірів зон граничного і дограничного напружених станів ґрунту ($0 \leq n \leq 1$) і визначуваний відношенням $n = V_e / V$,

де V_e і V - відповідно об'єми призми ґрунту, що знаходиться в граничному стані, і усього ґрунту, що взаємодіє з контактною гранню споруди, визначувані з геометричних міркувань відповідно до придбаної форми поверхні ковзання;

φ_0 – умовний кут внутрішнього тертя зв'язного ґрунту при тиску в стані спокою (визначається по рекомендаціях, розглянутих нижче);

$\delta_0 = k \cdot \varphi_0$ – умовний кут контактної тертя при тиску в стані спокою.

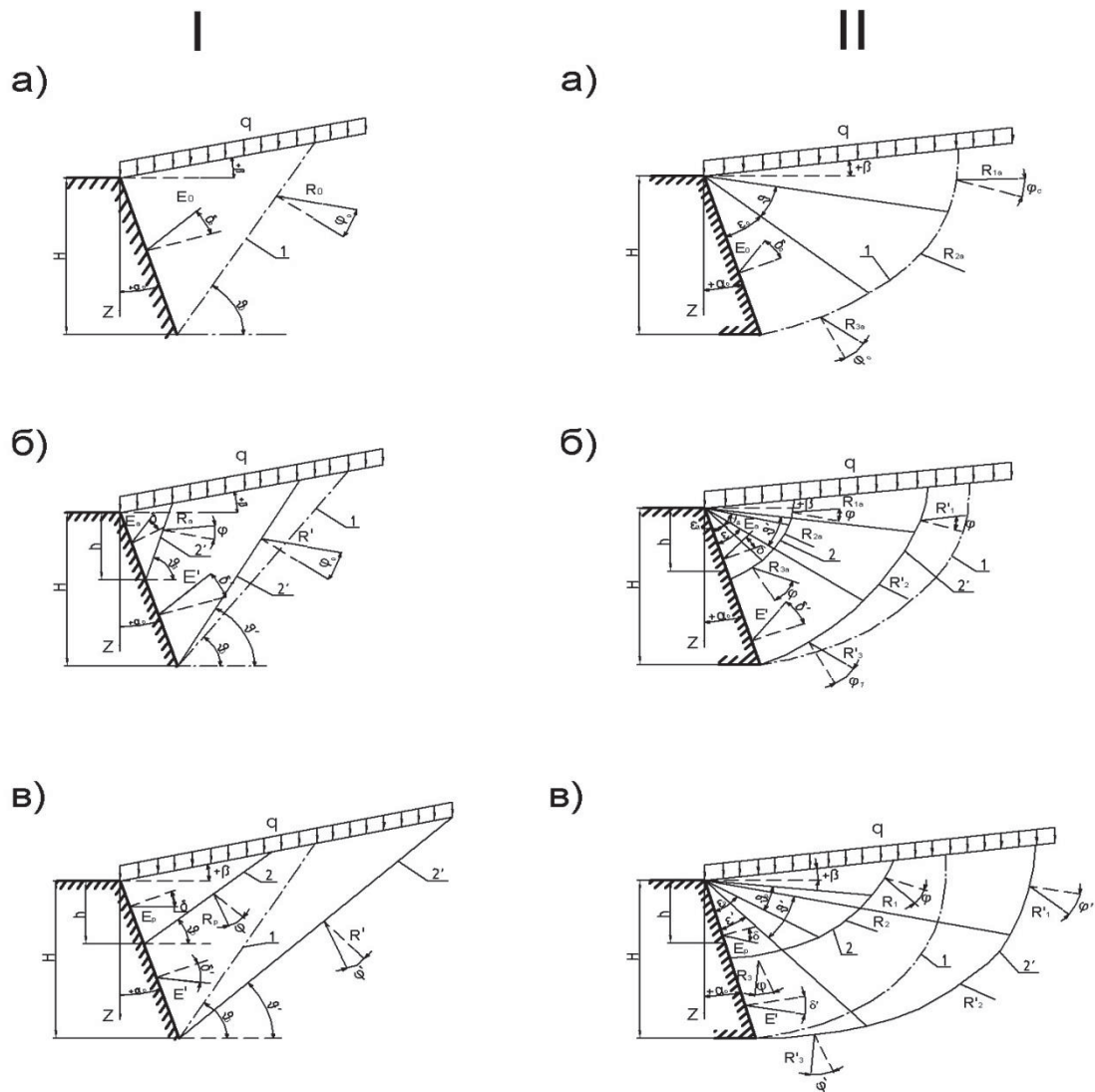


Рис. 2.12. До постановки змішаної задачі пружнопластичності при плоских і криволінійних (II) поверхнях ковзання :

а — тиск ґрунту в стані спокою; б — тиск розпору;

в — тиск відпору; 1 — умовна поверхня ковзання при тиску ґрунту в стані спокою; 2 — поверхня ковзання ґрунту в гранично напруженому стані;

2' — потенційна поверхня ковзання ґрунту в дограничному напруженому стані.

Загальна схема отримання шуканого рішення базується на послідовному розгляді умов рівноваги граничною і дограничною зон напруженого стану ґрунту, що взаємодіє із спорудою, для його довільного проміжного деформованого стану. Для першої з них визначається не лише гранична складова її бічного тиску ґрунту на споруду, але і реакції з боку дограничної зони, що пролягає нижче, які на другому етапі, тобто при розгляді умов рівноваги дограничної зони, приймаються по відношенню до неї як зовнішні сили, що дозволяє знайти і дограничну складову E' тиску.

Рівнодійна E бічного тиску ґрунту на споруду може бути визначена для кожного поточного деформованого стану як сума двох її складових : граничної E_e , діючої на ділянці h , і дограничної E' , діючої на ділянці висотою $H - h$, відповідно до вираження

$$E = [E_e^2 + E'^2 + 2 \cdot E_e \cdot E' \cdot \cos(\delta_e - \delta')]^{1/2} \quad (2.14)$$

Тут і далі усі параметри, що відносяться до граничного стану ґрунту забезпечені індексом «е», а що характеризують дограничний стан - позначені штрихом.

При рішенні задачі, заснованої на гіпотезі про плоскі поверхні ковзання, з умови рівноваги призми ґрунту, що знаходиться в граничному напруженому стані отримано

$$E_e = \frac{L \cdot \sin \gamma}{\sin(\rho_e + \alpha_0 \pm \delta_e \pm \varphi_e)}; \quad R_e = \frac{L \cdot \sin \varepsilon}{\sin(\rho_e + \alpha_0 \pm \delta_e \pm \varphi_e)}; \quad (2.15)$$

Замінюючи дію вище розміщеної призми зв'язного ґрунту, що знаходиться в граничному напруженому стані, реакцією R_e , з умови рівноваги дограничної призми отримано

$$E' = \frac{N \cdot \sin k}{\sin(\rho' + \alpha_0 \pm \delta' \pm \varphi')}. \quad (2.16)$$

При криволінійних поверхнях ковзання з умови рівноваги призми ґрунту, що знаходиться в граничному напруженому стані отримано :

$$E_e = \frac{D \cdot \sin \omega}{\cos(-\varepsilon_e \pm \delta_e)}; \quad (2.17)$$

$$R_{1e} = \frac{M \cdot \sin \theta_{3e}}{\cos \varphi_e}; \quad (2.18)$$

$$R_{2e} = \frac{N \cdot \sin \eta}{\cos(\varepsilon_e \pm \varphi_e - \psi_e)}; \quad (2.19)$$

$$R_{3e} = \frac{D \cdot \sin \gamma}{\cos(\pm \delta_e - \varepsilon_e)}. \quad (2.20)$$

З умови рівноваги призми зв'язного ґрунту в дограничній зоні знайдено

$$E' = \frac{F \cdot \sin \omega'}{\cos(\varepsilon' \mp \delta')}. \quad (2.21)$$

Виконане зіставлення експериментальних і розрахункових (по розробленим автором кінематичним методам) даних показало їх прийнятну для інженерних розрахунків збіжність, що перевершує у багатьох випадках спостережувану при використанні традиційних методів розрахунку.

Віддаючи перевагу змішаній постановці задачі розрахунку взаємодії досліджуваних споруд з ґрунтовим середовищем, що відображає наявність і трансформацію областей граничного і дограничного напруженого станів останньої, представляється, що методи рішення такої задачі мають бути адаптовані до повсякденної практики проектування і технічної експлуатації і

базуватися на розрахункових параметрах (характеристиках), визначуваних достовірними, надійними і добре випробуваними в лабораторних або натурних умовах методами. З цієї точки зору перспективним напрямом вдосконалення методів дослідження даних споруд є облік кінематичних чинників, що роблять істотний вплив на величини і характер розподілу навантажень від бічного тиску ґрунту, які передаванні на споруду.

Крім того, актуальним видається задача оцінки впливу основних розрахункових параметрів застосованої моделі :

(а) геометричних (кутів нахилу контактної грані підпірної стінки до вертикалі, поверхні засипки до горизонту);

(б) фізичних (кутів внутрішнього і контактного тертя ґрунту);

(в) кінематичних (критерію переходу ґрунту в даній точці з дограничного в граничний напружений стан, що враховує переміщення даної точки).

2.2.6 Бічний тиск ґрунту в стані спокою як базовий параметр при розрахунку жорстких підпірних стінок

Бічний тиск ґрунту в стані спокою, разом з активним і пасивним тисками, є однією з основних характеристик, використовуваних при аналізі напружено-деформованого стану системи «підпірна стінка - ґрунтове середовище». Роль цього параметра особливо значна при розгляді жорстких або таких, що мало деформуються споруд, переміщення або деформації яких недостатні для реалізації граничного напруженого стану в ґрунтових масивах, що взаємодіють з ними.

В той же час, слід зазначити, що бічний тиск ґрунту в стані спокою вивчений доки недостатньо повно і усебічно. Це підтверджується, наприклад, тим фактом, що напружений стан ґрунту навіть при нерухомій стінці може зазнавати трансформації залежно від напрямку і величини прикладеного до

підпiрної стiнки зовнiшнього навантаження. Iлюстрацiєю викладеному можуть служити графiки з роботи [99], представленi на рис. 2.13.

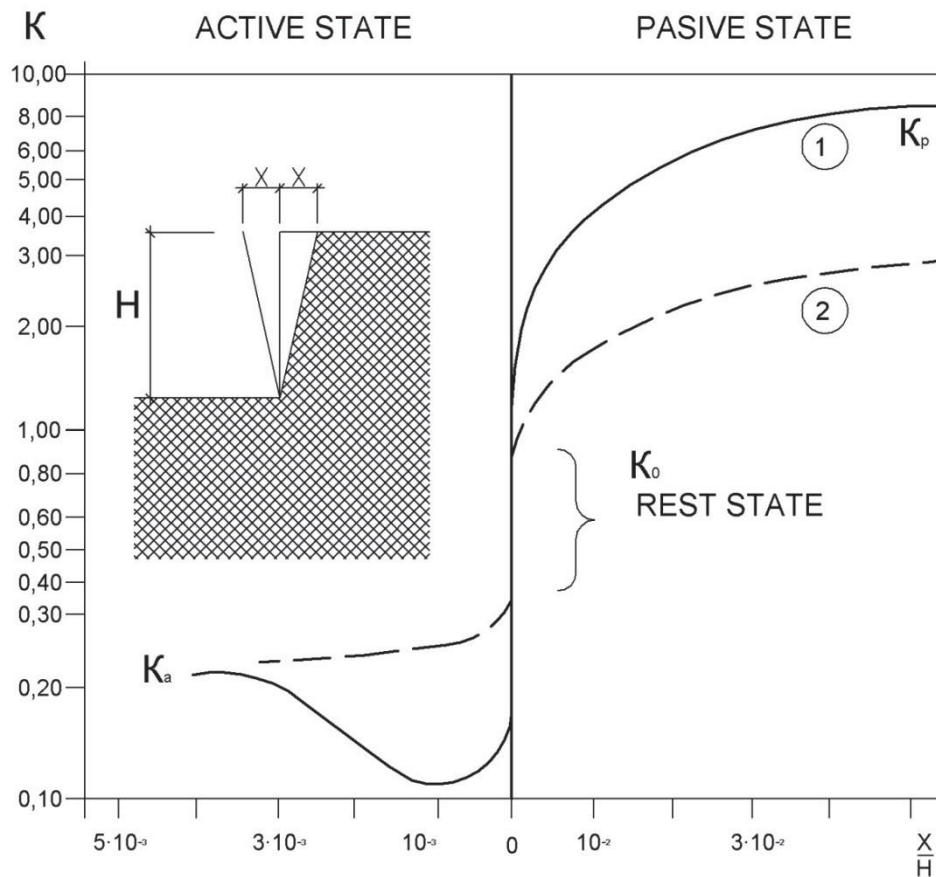


Рис. 2.13. Залежність коефіцієнта бічного тиску ґрунту від переміщень підпiрної стiнки

Тут в термінах коефіцієнта бічного тиску відображена залежність бічного тиску ґрунту на підпiрну стiнку від деформацій (кутів повороту відносно нижнього ребра обертання) останньої. З представлених залежностей видно, що тиск в стані спокою визначається не точкою на осі коефіцієнтів бічного тиску ґрунту, а відрізком на цій осі, від нижньої межі якого починається графік, що характеризує розпір, а від верхньої межі - графік, що характеризує тиск відпору ґрунту на стiнку. Слід зазначити, що величина цього відрізка не є величиною постійною, а залежить від фізичних

характеристик ґрунту. Зокрема, для рихлого ґрунту зона тиску в стані спокою на осі коефіцієнтів бічного тиску значно більше зони, що відповідає щільному ґрунту.

Чинні нині нормативні документи - як міжнародні (наприклад, Єврокод 7, частина 1, Загальні стани по проектуванню в геотехніці [84]), так і вітчизняні (що не втратив сили БНіП 2.06.07-87 [58]) не дають яких-небудь тлумачень відміченим обставинам. Втім, Єврокод 7 допускає використання деяких «проміжних» значень бічного тиску ґрунту (коли зміщення підпірної стінки недостатні для мобілізації граничних значень), не даючи обов'язкових жорстких рекомендацій по методах їх визначення. Вітчизняні ж норми рекомендують розраховувати тиск ґрунту в стані спокою як активний при деякому умовному куту внутрішнього тертя ґрунту (тобто вищезгаданий відрізок зони спокою на осі коефіцієнтів бічного тиску ґрунту має бути зведений до точки, співпадаючої з нижнім кінцем цього відрізка).

У раніше опублікованих роботах докт. техн. наук, проф. Дубровського М.П. ([24, 48]) уперше було введено поняття так званого «порогу гравітації», обумовленого нерівністю значень тиску ґрунту в стані спокою, що відповідають потенційному переміщенню підпірної стінки в напрямках від ґрунту (при утворенні тиску розпору) і на ґрунт (при утворенні тиску відпору). Фізичний сенс цього параметра полягає в тому, що, якщо при зміщенні стінки від ґрунту призма розпору утворюється практично одночасно з початком зміщення як прояв дії сил тертя, чому сприяє сила тяжіння ґрунту, то при навалюванні стінки на ґрунт його сила тяжіння перешкоджає зміщенню і лише в результаті подолання цього чинника (який і запропоновано чисельно оцінювати значенням «порогу гравітації») проявляється дія сил тертя в ґрунті, що призводить до формування призми відпору.

До теперішнього часу не були виконані дослідження, спрямовані на якісний і кількісний аналіз відміченого чинника, усебічну оцінку його впливу

на умови роботи і техніко-економічні параметри підпірних стінок, що зумовило актуальність проблематики, що розглядалася нижче.

Оскільки тиск ґрунту в стані спокою є важливою відправною точкою при визначенні напружено-деформованого стану системи «підпірна стінка - ґрунтове середовище» у багатьох інженерних розрахунках і при проектуванні дуже відповідальних конструкцій (глибоководні причали і портові захисні споруди, стінки сухих доків, транспортні тунелі та ін.), то вдосконалення методів визначення цього базового параметра істотно впливає як на надійність споруди, так і на його техніко-економічні показники.

2.3. Висновки до розділу 2

Виконаний аналіз експериментальних досліджень моделей гравітаційно - пальових споруд дозволив виявити ряд цікавих і важливих особливостей даних конструкцій :

- здатність сприймати горизонтальне навантаження (при одних і тих же горизонтальних зміщеннях) у комбінованій споруди вище, ніж у традиційного з фундаментною плитою;
- несуча здатність комбінованій споруди залежить від жорсткості затискання голови палі в плиті (чим вище жорсткість затискання, тим вище горизонтальна опірність конструкції);
- вичерпання несучої здатності гравітаційно – пальової конструкції відбувається при набагато більших переміщеннях, ніж у традиційної споруди;
- для визначення напружено-деформованого стану пальових опор істотне значення мають горизонтальні навантаження (тертя, що трансформуються в сили, по контакту з фундаментною плитою) і моменти, що вигинають, що передаються на палову основу гравітаційною частиною споруди.

Таким чином, важливим завданням, рішення якого повинне сприяти підвищенню ефективності технічної експлуатації досліджуваних споруд, і

збільшенню точності розрахунку конструкції, є вдосконалення методів визначення бічних навантажень на підпірну стінку споруди, тобто навантажень від тиску розпору ґрунту, залежних значною мірою від кінематики системи «споруда - ґрунтове середовище».

Як показав аналіз відомих методів і підходів до рішення цієї задачі, одним з перспективних напрямлень являється розгляд і рішення змішаної задачі, яка ураховує виникнення, одночасне існування і взаємодію в ґрунтовому середовищі областей граничного і дограничного напружених станів. Розвитку такого підходу присвячені розробки, приведені в розділах 3 і 4 цього дослідження.

РОЗДІЛ 3

АНАЛІЗ НАВАНТАЖЕНЬ НА ГРАВІТАЦІЙНО - ПАЛЬОВІ КОНСТРУКЦІЇ ВІД ТИСКУ ҐРУНТУ В СТАНІ СПОКОЮ

Підпiрнi стiнки гравiтацiйно-пальових споруд в силу особливостей даних конструкцiй є дуже жорсткими з незначними бiчними деформацiями (перемiщеннями) при дiї основних експлуатацiйних навантажень, характерних для портових причальних споруд. У зв'язку з цим iстотну роль грає достовiрна оцiнка так званого «тиску ґрунту в станi спокою» (чи, коротше, «тиск спокою»), яку прийнято виражати через вiдповiдний коефiцiєнт бiчного тиску. Цей роздiл i присвячений аналізу питань, пов'язаних з визначенням тиску спокою, а також розробцi вiдповiдних оптимальних пiдходiв.

3.1 Коефiцiєнт бiчного тиску ґрунту в станi спокою i його особливостi.

За останнi вiд 20 до 30 рокiв коефiцiєнт бiчного тиску ґрунту в станi спокою K_o почав вiдiгравати важливу роль як параметр початкового напруженого стану ґрунтiв, який використовується в числi вхiдних даних, зокрема, для геотехнiчного аналізу при використаннi методу кiнцевих елементiв на базi нелiнiйних моделей ґрунту. У зв'язку з цим представляє практичний iнтерес аналіз сучасного стану питання вiдносно методiв розрахунку i вимiру коефiцiєнта K_o , а також характеристик i умiв реалiзацiї тиску в станi спокою. Вiдмiтимо, що в цьому роздiлi уся напруга розглядається як ефективна.

3.1.1 Залежності для визначення K_o

Відома безліч пропозицій для обчислення коефіцієнта K_o для нормально ущільнених ґрунтів. У таблиці 3.1 приведені узагальнені формули, згруповані згідно з методом їх отримання.

Відома формула Які (Яку) [89] була виведена з умови рівноваги континууму, що характеризується кутом внутрішнього тертя.

Її підтверджує емпірична залежність Майна і Кулаві [95].

Формула Матсуока і Сакакібара [94] відрізняється детальним теоретичним обґрунтуваннями. У той же час, що характерно для формул, заснованих на механіці гранульованого середовища, існують обмеження по сфері застосування їх основних передумов.

У четвертій групі формул, що оперують кутом мобілізованого внутрішнього тертя φ_o , має переваги, показані нижче, досить проста залежність Вержбицького [100].

Усі розглянуті формули були оцінені на основі 153 вимірних пар значень φ - K_o за даними з опублікованих джерел [103]. Для усіх формул було визначено 153 відношення (k_i) вимірних і розрахункових значень K_o , а також було вчислено середнє значення (k), і середньоквадратичне відхилення (S_k) згаданих співвідношень. Результати розрахунків представлені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1.

Формули для обчислення K_o і результати їх застосування

Принцип виведення	№	Автор	Формула	k	S_k
на основі механіки суцільного середовища	3.1	Яку (1944)	$K_o = 0,9(1 - \sin \varphi)$	1,13	0,19
	3.2	Яку (1948)	$K_o = 1 - \sin \varphi$	1,02	0,17
	3.3	Матсуока та ін.	$K_o = 1/(1+2\sin \varphi)$	0,96	0,13

Продовження таблиці 3.1

на основі статистичного аналізу вимірних даних	3.4	Брукер та ін.	$K_o = 0,95 - \sin \varphi$	1,16	0,25
	3.5	Шмідт	$K_o = 1 - 1,2 \sin \varphi$	1,24	2,53
	3.6	Майн та ін.	$K_o = 1 - 1,003 \sin \varphi$	1,02	0,17
на основі механіки зернистого середовища	3.7	Пруска	$K_o = \operatorname{tg}(45 - \varphi/2)$	0,85	0,11
	3.8	Fuchs	$K_o = (1 - 0,64 \operatorname{tg} \varphi) / (1 + 0,64 \operatorname{tg} \varphi)$	1,16	0,37
	3.9	Ямагучи	$K_o = (1 - 0,404 \sin \varphi) / (1 + \sin \varphi)$	0,91	0,12
отримано теоретичний (аналітично) на основі оцінки мобілізованої міцності	3.10	Роу	$K_o = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi_o/2);$	0,95	0,14
	3.11		$\varphi_o = 0,9(\varphi - 8)$	1,01	0,13
	3.12	Вержбицький	$K_o = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi_o/2)$	0,73	0,10
		Ламб	$\varphi_o = 2\varphi/3;$ $K_o = 1 - (2/3) \sin \varphi$		

$k_i = K_o$ (виміряне)/ K_o (вчислене);

k = середнє значення k_i ,

S_k = середньоквадратичне відхилення k_i .

Як впливає з таблиці 3.1, формула Вержбицького дала кращі результати, але формула Які (1948) також добре працює. Формулі (3.11) відповідають кращі статистичні параметри, ніж залежності (3.2), головним чином, тому що достовірніші результати отримані для значень φ більше 40° . Це було визначено на підставі графічного аналізу $\varphi - K_o$, виконаного Жепеєхазі [102].

Обидві ці формули мають також перевагу, що полягає в простій формі представлення. У вказаній роботі було проаналізовано також коефіцієнт K_o для переущільнених ґрунтів і показано, що в цих умовах можуть бути застосовані формули Майна і Кулаві [95].

3.1.2 Напруга при стані спокою

Девіаторні напруги в стані спокою для нормально ущільнених ґрунтів можна записати у вигляді згідно з формулою Які

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_o = \sigma_{vo} - \sigma_{ho} = \sigma_{vo} (1 - K_o) = \sigma_{vo} \sin \varphi \quad (3.1)$$

де σ_1 і σ_3 - більше і менше головна ефективна напруга, кПа;

σ_{vo} і σ_{ho} - вертикальне і горизонтальне ефективна напруга в стані спокою, кПа.

Надалі буде проаналізовано відношення цієї девіаторній напруги до граничних значень, визначених згідно зазвичай використовуваним критерієм руйнування.

Відповідно до критерію Тріске слідує, що при руйнуванні

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = 2\tau_{max} = 2c_u \quad (3.2)$$

де τ_{max} - максимальна дотична напруга, кПа;

c_u - міцність при зрізі для недренованих умів.

Для нормально ущільнених ґрунтів згідно з теоретичними рівняннями Ламба [92] і емпіричним залежностям Майна і Стюарта [97] можна прийняти, що

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = 2\tau_{max} = 2c_u \quad (3.3)$$

Рівень напруги в стані спокою

$$f = (\sigma_1 - \sigma_3)_o / (\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = (1 + \sin \varphi) / 2 \quad (3.4)$$

З критерію Морю-Кулона виходить, що у стадії руйнування

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c \quad (3.5)$$

де τ - дотична напруга, кПа;

σ - нормальна напруга в площині обвалення, кПа;

c – зчеплення, кПа.

В стані спокою кут мобілізованого внутрішнього тертя

$$\sin \varphi_0 = (\sigma_1 - \sigma_3)_o / (\sigma_1 + \sigma_3)_o = \sin \varphi / (2 - \sin \varphi) \quad (3.6)$$

Рівень напруги

$$f = \operatorname{tg} \varphi_0 / \operatorname{tg} \varphi = (1 + \sin \varphi)^{0,5} / 2 \quad (3.7)$$

З моделі Cam - Clay (см, наприклад, роботу Аткинсона і Бренсби [72]) слідує, що у стадії руйнування

$$q = M_p = [6 \sin \varphi / (3 - \sin \varphi)] p \quad (3.8)$$

де q - девіаторна напруга, кПа;

p - нормальна октаедрична ефективна напруга, кПа;

M - ухил лінії критичного стану.

Ухил лінії $p - q$ в стані спокою:

$$\eta_0 = q_0 / p_0 = (\sigma_1 - \sigma_3) / [(\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3] = 3 \sin \varphi / (3 - 2 \sin \varphi), \quad (3.9)$$

де q_0 - дівіаторна напруга, кПа;

p_0 - нормальна октаедрична ефективна напруга в стані спокою, кПа.

Рівень напруги

$$f = \eta_0 / M = (3 - \sin \varphi) / (6 - 4 \sin \varphi) \quad (3.10)$$

Може бути показано, що при реальних значеннях φ рівень усієї результуючої напруги буде близько 0.6...0.7 [103].

Таким чином, від 60 до 70 % міцності на зріз (дотичної напруги) мобілізовано для нормально консолідованих ґрунтів в стані спокою, що співпадає з формулою Вержбицького.

Для переущільнених ґрунтів можна констатувати, що дівіаторна напруга зменшується, дотична напруга збільшується з ростом міри переущільнення (OCR). Таким чином, рівень напруги швидко зменшуватиметься. Це може бути явно доведено з критерію Тріске, з якого виходить, що якщо $OCR > 2,5$, та мобілізована дотична напруга буде менше за основній. Це є причиною того, що переущільненим ґрунтам властива пружна поведінка і відсутність повзучості.

3.1.3 Співвідношення між граничними станами ізотропним, спокою і пластичним.

Ґрунтуючись на формулі Які [89] для стану спокою і залежності Ренкіна [92] для активного граничного стану, можна отримати два цікаві співвідношення.

Розглянемо ізотропний стан, стан спокою і граничний активний стан при однаковій горизонтальній напрузі

$$\sigma_h = \sigma_3 = \sigma.$$

Вертикальна напруга

$$\sigma_{vi} = \sigma_1 = \sigma_3 = \sigma. \quad (3.11)$$

у ізотропному стані

$$\sigma_{v0} = \sigma_1 = \sigma_h/K0 = \sigma/(1 - \sin\varphi). \quad (3.12)$$

в стані спокою

$$\sigma_{va} = \sigma_1 = \sigma_3/Ka = \sigma(1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi). \quad (3.13)$$

і в граничному активному стані можна побачити, що

$$\sigma_{v0} = (\sigma_{vi} + \sigma_{va})/2. \quad (3.14)$$

Це означає, що напруга в стані спокою може бути розглянута як середні відповідної напруги в ізотропному і в граничному активному станах, що мають однакову горизонтальну напругу.

Таке співвідношення також означає, що для ізотропного (природного) стану з напругою σ і при вертикальній напрузі, що зростає удвічі, з приростом

$$\Delta \sigma = \sigma \sin\varphi/(1 - \sin\varphi). \quad (3.15)$$

можна отримати вертикальну напругу для стану спокою

$$\sigma_{v0} = \sigma + \Delta\sigma = \sigma + \sigma \sin\varphi / (1 - \sin\varphi) = \sigma / (1 - \sin\varphi) = \sigma_{h/K0} \quad (3.16)$$

і вертикальну напругу

$$\sigma_{va} = \sigma + 2\Delta\sigma = \sigma + 2\sigma \sin\varphi / (1 - \sin\varphi) = \sigma (1 + \sin\varphi) / (1 - \sin\varphi) = \sigma_h K_a. \quad (3.17)$$

для активного стану.

Це співвідношення показують глибший зв'язок між цими напруженими станами; отже, вони можуть бути використані для отримання нових фізичних моделей (законів).

3.1.4 Обґрунтування формули Які.

У 1944 році Які опублікував свою першу формулу для коефіцієнта бічного тиску в стані спокою у формі [88]

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) \{ [1 + (2/3) \sin\varphi] / (1 + \sin\varphi) \} \quad (3.18)$$

і показав, що в інтервалі $20 < \varphi < 40$ множник, що стоїть після $(1 - \sin \varphi)$ трохи відрізняється від 0,9. Таким чином, Які запропонував для практичних цілей формулу (3.1). Пізніше (у 1948 р.) він уперше представив формулу (3.2), але без всяких обґрунтувань.

Як вже відзначалося, формула Які прийнята і перевірена, але її обґрунтування погано відоме. У зв'язку з цим іноді вважають, що формула Які має емпіричне походження.

Насправді ж Які вивів свою формулу (3.30) теоретично, розглядаючи ґрунтовий клин, показаний на рис. 3.1. Напружений стан зони АОВ визначається з рішення Ренкіна. Можна також прийняти, що в площині

симетрії OZ повинен реалізовуватися стан спокою. Невідомим залишається напружений стан в перехідній зоні BOZ .

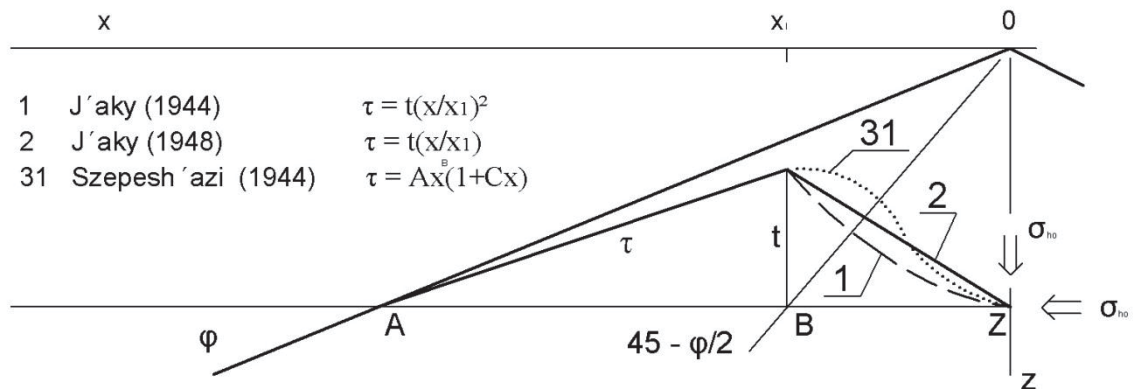


Рис. 3.1. Грунтовий клин в теорії Які і різні функції при змінах дотичної напруги в горизонтальній площині

Для вирішення задачі Які припустив, що в цій зоні дотична напруга в горизонтальній площині змінюється параболічне, як показано на рис. 3.1.

Без сумніву, це припущення є спірним. Для аналізу впливу типу функції, що описує зміну дотичної напруги τ , була вивчена загальна статична функція; було отримано, що лінійна зміна дотичної напруги приводить до формули (3.2). Можна стверджувати, що лінійна зміна є найбільш природним випадком, але при цьому рішенні функція τ досягає площини OZ з деяким відхиленням від нуля, що прийнято. Але це припущення не більше спірне, ніж первинне припущення про параболічний характер.

Нове рішення було також розглянуто на основі запропонованої функції, представленої на рис. 3.1. Функція була отримана для забезпечення тангенціального переходу в точках B і Z , а також щоб отримати хороше наближення до найбільш природного лінійного переходу.

Отримане нове вираження було дуже складним, але було замінене формулою

$$K_0 = 0,95(1 - \sin\varphi) \quad (3.19)$$

з помилкою менш, ніж на 1,2 %.

3.1.5 Роль стану спокою в анізотропії ґрунтів

Як було показано, деякі дослідники розглядають стан спокою з точки зору силової взаємодії між частками ґрунту. Нещодавно були зроблені зусилля для дослідження механіки зернистого середовища. При розгляді роботи споруди були визначені два типи анізотропії. Природна анізотропія розвивається аж до закінчення процесу відкладення наносів і її вплив може бути розглянутий також пізніше. Анізотропія, обумовлена напругою, виникає при зміні напруги.

Деякі експериментальні дані доступні по анізотропії ґрунтів при дії дотичної (зрізові) напруги. Після статистичного аналізу даних з літературних джерел Майн [96] встановив, що напружений стан при консолідації (ізотропний стан або стан спокою) впливає на недреновану міцність глин. Бьєррум [73] опублікував дані по вимірній анізотропії для недренованої міцності на зріз. Розглядаючи його виводи можна констатувати, що анізотропія істотніше для ґрунтів з меншим коефіцієнтом K_0 .

Теоретичні викладення Ота та ін. [88] також призводять до аналогічного укладення. Результатом їх загальної теорії є рівняння, що описує залежність між напрямом площини зрізу від недренованої міцності. Легко показати, що при $K_0 = 1$ ці рівняння не призводять до зміни напрямку дотичної напруги, що означає ізотропну поведінку. І навпаки, при K_0 не рівному 1, ми маємо анізотропію.

Співвідношення між станом спокою і анізотропією деформаційних параметрів також можуть бути отримані з теоретичних досліджень Долезалової [78] і експериментальних даних Жеррарда [86].

Усі ці результати дослідження свідчать, що існує тісний зв'язок між станом спокою і анізотропною поведінкою ґрунтів. Стан спокою розвивається під час накопичення (відкладення) наносів та існуюча в цей період анізотропія називається природною для того, щоб відрізнити її від анізотропії, обумовленої дією напруги. Проте логічне відмітити, що немає різниці між двома типами анізотропії, якщо розглядати природну анізотропію як обумовлену природним напруженим станом, тобто станом спокою. З іншого боку, коефіцієнт K_o може розглядатися як комплексний (складний) параметр природної анізотропії ґрунтів.

Цей феноменологічний вивід може бути використаний в дослідженнях зернистих середовищ.

3.1.6 Деякі узагальнення

Після перевірки декількох формул з використанням експериментальних даних для розрахунку коефіцієнта K_o може бути рекомендовані формула (3.20) Вержбицького

$$K_o = \tan^2 (45 - \varphi_o/2), \varphi_o = 2\varphi / 3 \quad (3.20)$$

і формула (3.18) Які.

Адекватність формули (3.20) Вержбицького була підтверджена результатами, що показали, що рівень напруги в стані спокою близько 2/3 згідно Тріске, Мору-кулона і критерію пластичності CCM (CALM - CLAY MODEL).

В цілому, цей висновок служить кращому розумінню поведінки ґрунтів, а також пояснює швидке зменшення напруги при рості переущільнення.

Аналіз обґрунтування формули Які показує, що оригінальне рішення Які було спірним і що формула (3.18) не була доведена.

Проте, це обґрунтування не більше спірно, ніж оригінальне рішення, навіть більше того: воно природніше, ніж оригінал. Було також дано можливе удосконалення використаної передумови, що привело до формули (3.19).

Нові співвідношення були отримані для зв'язку між ізотропним, граничним активним станом і станом спокою. Це може бути використано, можливо, в майбутньому. Після відбору різних рішень по анізотропії ґрунтів було запропоновано розглядати природну анізотропію як викликану природним напруженим станом. З іншого боку, коефіцієнт K_0 повинен розглядатися як складний параметр природної анізотропії.

3.2 Визначення навантажень на гравітаційно-пальову споруду від тиску ґрунту в стані спокою

3.2.1 Постановка задачі

Як відзначалося в розділі 2, раніше проф. Дубровським М. П. було введено поняття «порогу гравітації», обумовленого нерівністю значень тиску ґрунту в стані спокою, що відповідають потенційному переміщенню підпірної стінки в напрямках від ґрунту (при утворенні тиску розпору) і на ґрунт (при утворенні тиску відпору).

Фізичний сенс цього параметра полягає в тому, що, якщо при зміщенні стінки від ґрунту призма розпору утворюється практично одночасно з початком зміщення як прояв дії сил тертя, чому сприяє сила тяжіння ґрунту, то при навалюванні стінки на ґрунт його сила тяжіння перешкоджає зміщенню і лише в результаті подолання цього чинника («порогу гравітації»)

проявляється дія сил тертя в ґрунті, що призводить до формування призми відпору.

На підставі відомих експериментальних досліджень, виконаних із застосуванням високоточної вимірювальної апаратури (наприклад, досліди Р. В. Лубьонова і П. І. Яковлєва [44, 45]), можна вважати по аналогії зі створенням при зміщеннях споруд поверхонь ковзання, що обмежують призму розпору або відпору, що тиску ґрунту на нерухому стінку відповідає деяка умовна призма, що відповідає стану спокою.

Розміри цієї призми перевершують габарити призми обвалення у момент граничної рівноваги, тобто при досягненні тиском розпору значень активного тиску після реалізації відповідних зміщень стінки в напрямі від ґрунту.

Логічне припустити, що при протилежному напрямі переміщення споруди (навалювання на ґрунт) габарити призми, відповідній нерухомій стінці, зростатимуть, прагнучі в межі до розмірів призми, що відповідає пасивному тиску.

На початковій стадії цього процесу (при прикладанні зовнішнього навантаження, але до початку зміщення споруди на ґрунт) відбувається переформовування напруженого стану ґрунту, що взаємодіє з підпірною стінкою.

При цьому умовна призма розпору (що відповідає зовнішньому навантаженню на підпірну стінку тільки від тиску розпору ґрунту позаду неї) трансформується в умовну призму відпору (у міру того, як зовнішнє бічне навантаження на стінку компенсує тиск розпору ґрунту позаду неї).

Потім, коли зовнішнє бічне навантаження на стінку досягає величин, здатних викликати зміщення споруди в напрямі на ґрунт, умовна призма відпору трансформується в реальну, яка може в межі перейти в призму випору (при досягненні тиском відпору величини пасивного тиску).

Даний процес характеризується не лише ростом розмірів призми відпору, але і зміною її геометрії, оскільки умовний кут внутрішнього тертя (від якого залежать геометричні параметри призми відпору) зростає (у межі) до значення кута внутрішнього тертя відповідно до реалізованого переміщення споруди. Отже, тиск, що відповідає початковому етапу формування напруженого стану ґрунту при потенційному зміщенні убік на ґрунт, наприклад, в початковий момент додатка до підпірної стінки зовнішнього бічного навантаження (назвемо його «довідпорним» тиском), буде більше тиску, формування напруженого стану ґрунту, що відповідає початковому етапу, при потенційному зміщенні в напрямі від ґрунту (назвемо його «дорозпорним»). Оскільки за характером формування і реалізації передвідпорний тиск аналогічний відпорному (у межі - пасивному), то для обчислення його значень доцільно застосувати розрахункові залежності тиску відпору, використовуючи значення кута внутрішнього тертя ґрунту, що відповідають його поточному напружено-деформованому стану.

Відмітимо, що чинні нормативні документи [58] рекомендують розраховувати тиск ґрунту в стані спокою як активне при деякому умовному куту внутрішнього тертя ґрунту. Запропонований же підхід представляється загальнішим і відображає реальну картину формування напружено-деформованого стану системи «підпірна стінка - ґрунтове середовище». Таким чином, напружений стан ґрунту на контактi з нерухомою підпірною стінкою в досліджуваній моделі описується не точкою e_o на осі тисків (як в традиційному підході) - рис. 3.2, а, а відрізком, обмеженим знизу значенням e_{oa} (тиск спокою, визначений по залежностям для тиску розпору), а згори – значенням e_{op} (тиск спокою, визначений по залежностям для тиску відпору) - рис. 3.2, б.

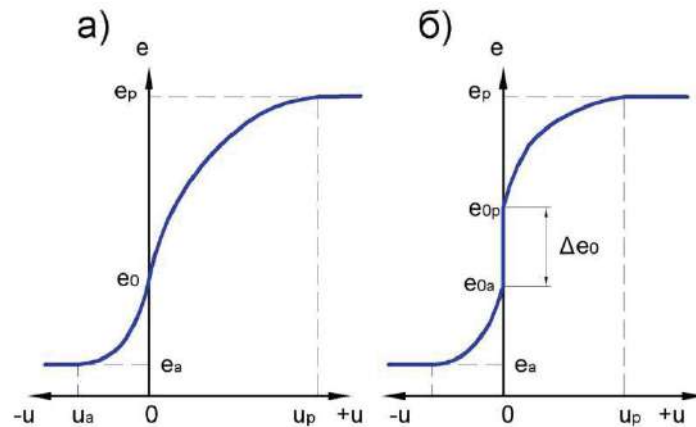


Рис. 3.2. Залежності бічного тиску ґрунту на підпiрну стiнку залежно від перемiщень споруди без урахування (а) і з урахуванням (б) «порогу гравiтацiї»

Можливий ефект від запропонованого пiдходу iлюструється дiаграмою на рис. 3.3, де представленi якiснi залежностi тиск «вiдпору - змiщення» для пiдпiрної стiнки, що сприймає зовнiшнє навантаження, що призводить до навалювання споруди на ґрунт позаду стiнки.

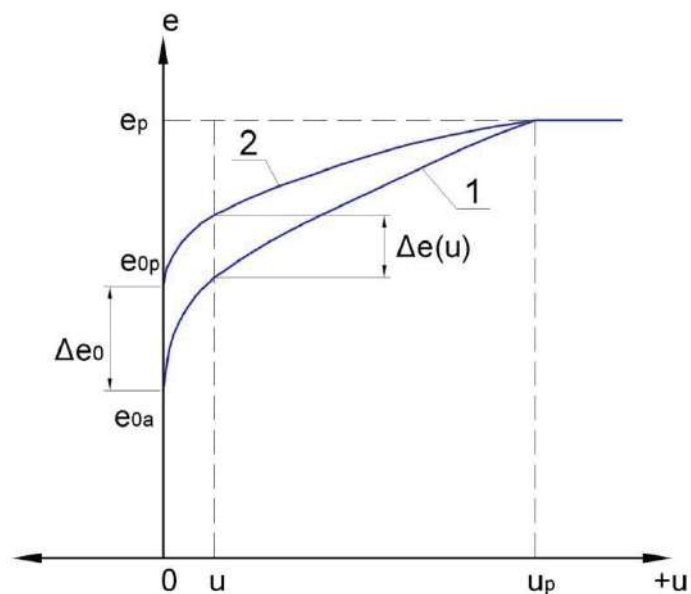


Рис. 3.3. До визначення параметрів бічного тиску ґрунту в стані спокою

Крива 1 відповідає тиску в стані спокою, визначеному по формулах тиску розпору, а крива 2 - тиску в стані спокою, визначеному по формулах розпірного тиску. При нерухомій стінці (переміщення u точок на контактній грані стінки дорівнюють нулю) різниця між тиском спокою у разі 1 (тиск e_{oa}) і у разі 2 (тиск e_{op}) складає раніше згаданий «порог гравітації» Δe_o . При утворенні і рості переміщень точок на контактній грані стінки в напрямі на ґрунт тиск відпору змінюється в даних випадках відповідно до залежності 1 або 2 (побудова конкретних залежностей може бути здійснена, наприклад, на основі кінематичного методу, розробленого проф. Дубровським М. П. [15, 16]). При цьому різниця $\Delta e(u)$ у величинах тиску відпору, що відповідає деякому переміщенню u і обумовлена різним початковим напруженим станом ґрунту (тиски спокою e_{oa} і e_{op}) може бути дуже значною. Як показано нижче, при нерухомій контактній грані підірної стінки, а також при значеннях u в межах нульових переміщень різниця між величинами початкових тисків e_{oa} і e_{op} може досягати декількох сотень відсотків і істотно впливати на умови роботи усієї споруди.

Сферою практичного застосування досліджуваного ефекту може стати проектування і аналіз технічного стану споруд, що включають до свого складу підірні стінки, що мало деформуються (жорсткі), деформації (переміщення) яких настільки малі (чи недопустимі за умовами експлуатації), що реактивним тиском ґрунту в зоні відпору слід рахувати тиск в стані спокою. До таких споруд можуть бути віднесені підірні стінки сухих доків, тунелів, причали гравітаційного і гравітаційно-пального типів.

Як відомо, основними параметрами, що визначають бічний тиск незв'язного ґрунту на підірну стінку, є кут його внутрішнього тертя (φ) і кут тертя ґрунту по контактній поверхні стінки (δ). У зв'язку з цим виконаний

аналіз впливу вказаних параметрів на величини бічного тиску ґрунту в стані спокою в реальному інтервалі значень кута φ і пов'язаного з ним кута δ .

Як розрахункові залежності при проведенні чисельного аналізу використані формули технічної теорії граничного напруженого стану проф. П. І. Яковлева [69], а також залежності загальнішого підходу, розробленого проф. М. П. Дубровським [15-17] і що описує як граничний, так і дограничний напружений стан ґрунтового середовища на контактi з жорсткою підпiрною стiнкою.

Як вiдомо, для досліджуваних гравітаційно-пальових споруд характерні вертикальна контактна грань гравітаційної підпiрної стiнки і горизонтальна поверхня засипки позаду стiнки. Ці обставини дозволили застосувати спрощений варіант згаданих універсальних розрахункових залежностей, прийнявши кути нахилу контактної грані стiнки до вертикалі і поверхні засипки до горизонту рівними нулю.

До теперішнього часу в практиці проектування і розрахунку споруджень даного типу застосовують залежності, засновані як на гіпотезі про плоскі поверхні ковзання, так і на припущенні про створення в масиві ґрунту, прилеглому до підпiрної стiнки, криволінійних поверхонь ковзання. У ряді випадків виправданим є використання простіших залежностей, отриманих по першій гіпотезі (головним чином, при розгляді розпiрного і активного бічного тиску ґрунту). У інших ситуаціях (при аналізі відпорного і пасивного тиску ґрунту), як показує зіставлення з експериментальними даними, застосування плоских поверхонь ковзання призводить до значних розбіжностей з дійсними значеннями бічного тиску і доцільне використання криволінійних поверхонь і розрахункових залежностей, що відповідають їм.

У справжній роботі чисельний аналіз досліджуваних питань виконаний з урахуванням обох гіпотез: усі обчислення проводилися як для плоских, так і для криволінійних поверхонь ковзання. Це дозволило підвищити об'єктивність аналізу і зробити більше обґрунтовані висновки і зіставлення.

3.2.2 Аналіз тиску ґрунту в стані спокою на підпірну стінку споруди

Як відзначалося вище, основними параметрами, що визначають бічний тиск незв'язного ґрунту на підпірну стінку, є кут його внутрішнього тертя (φ) і кут тертя ґрунту по контактній поверхні стінки (δ). При аналізі бічного тиску ґрунту в стані спокою на дану конструкцію (гравітаційно-пальова споруда, описана вище) прийняті наступні інтервали зміни вказаних параметрів, що відповідають як реальним фізичним характеристикам незв'язних (піщаних) ґрунтів, що використовуються як зворотна засипка при будівництві портових причальних споруд на Чорноморсько-Азовському басейні, так і прийнятим в проектній практиці співвідношенням між кутами φ і δ :

- $\varphi = 22^\circ; 24^\circ; 26^\circ; 28^\circ; 30^\circ; 32^\circ;$
- $\delta = 0; 0,25\varphi; 0,5\varphi; 0,75\varphi; \varphi.$

Враховуючи геометричні параметри даної системи «підпірна стінка - ґрунтове середовище» і однорідність останнього, результуюча бічного тиску ґрунту на споруду може бути отримана з відомого виразу

$$E = 0,5 \gamma h^2 K, \quad (3.21)$$

де γ - питома вага ґрунту, кН/м^3 ;

h - висота вертикальної контактної грані підпірної стінки, м;

K - коефіцієнт бічного тиску ґрунту.

З точки зору простоти і універсальності аналізу, бічний тиск, обумовлений вагою ґрунту засипки, зручно виражати у безрозмірній формі

$$e = E/(0,5 \gamma h^2), \quad (3.22)$$

де e - безрозмірна (приведена) сила бічного тиску ґрунту, чисельне рівна коефіцієнту відповідного бічного тиску (активного, пасивного, в стані спокою).

Згадане вище поняття «порогу гравітації» може бути описане наступним виразом:

$$\Delta e_o = e_{op} - e_{oa}, \quad (3.23)$$

де e_{op} і e_{oa} - приведені сили бічного тиску ґрунту в стані спокою, визначені відповідно по формулах для тиску відпору і розпору.

Припускається, що поняття «поріг гравітації», як абсолютна величина, що характеризує різницю між різними тисками в стані спокою, підходить для якісної ілюстрації досліджуваного явища трансформації напруженого стану ґрунту, що взаємодіє з підпірною стінкою. Точнішою характеристикою, придатною для кількісної оцінки цього процесу, може служити відносний параметр, назовемо його коефіцієнтом трансформації, рівний відношенню даних значень бічного тиску ґрунту в стані спокою

$$K_t = e_{op} / e_{oa}. \quad (3.24)$$

Ще одним параметром, корисним при аналізі даних процесів трансформації бічного тиску, є співвідношення між граничним тиском (активним або пасивним) і відповідним тиском в стані спокою:

e_{oa}/e_a і e_p/e_{op} (прийнята форма запису дозволяє в обох випадках оперувати співвідношеннями, більшими за одиницю).

Як випливає з вищевикладеного, основною різницею застосування розрахункових формул для визначення бічного тиску ґрунту на підпірну стінку в граничному (активний або пасивний тиск) і дограничному (тиск в стані спокою) станах являється використання значення кута ґрунту внутрішнього тертя, що відповідає поточному напружено-деформованому стану.

У першому випадку застосовують реальні, встановлені стандартними способами, значення кута φ . У другому ж випадку можна ґрунтуватися на відомих рекомендаціях про призначення умовного кута внутрішнього тертя φ_o .

Так, нормативний документ [58] рекомендує використати залежність

$$\varphi_o = \arcsin (1-2\nu) \quad (3.25)$$

де ν - коефіцієнт поперечної деформації ґрунту.

У роботі [36] запропонована залежність

$$\varphi_o = \arcsin (1-K_o/1+K_o) \quad (3.26)$$

де K_o - коефіцієнт бічного тиску ґрунту в стані спокою.

Методологічно правильним представляється зв'язати умовний кут внутрішнього тертя ґрунту з реальними значеннями цього кута. З цією метою може бути застосована формула Які [89]:

$$K_o = 1 - \sin \varphi \quad (3.27)$$

Звідки (з урахуванням залежності (3.26) може бути отримана формула, що зв'язує умовний і реальний кути внутрішнього тертя ґрунту, у вигляді

$$\varphi_o = \arcsin [\sin\varphi/(2 - \sin\varphi)] \quad (3.28)$$

Формули для розрахунку бічного тиску ґрунту на підпірну стінку з вертикальною гранню, що контактує з ґрунтом засипки, при горизонтальній поверхні засипки (випадок, що відповідає підпірній стінці гравітаційно-пальнової причальної споруди), вираженого у безрозмірній формі (3.21), можуть бути отримані із загальніших залежностей, приведених в роботах [15-17].

Для випадку плоских поверхонь ковзання ці формули мають наступний вигляд

$$e = g \sin (\theta - \varphi) / \cos(\delta - \varphi - \theta), \quad (3.29)$$

$$\text{де } g = \operatorname{tg} \rho; \quad (3.30)$$

$$\rho = 0,5\pi - \theta; \quad (3.31)$$

$$\operatorname{tg} \theta = (1 + K_o \sin \varphi) / K_o \cos \varphi \quad (3.32)$$

$$K_o = [\sin(\varphi + \delta) / (\cos \delta \sin \varphi)]^{1/2} \quad (3.33)$$

При використанні гіпотези про криволінійні поверхні ковзання вираження для розрахунку бічного тиску ґрунту записуються у вигляді

$$e = U \sin (\mu + \varepsilon) / \cos(\varepsilon - \delta); \quad (3.34)$$

$$U = (Q+g) \sin \psi / \sin (\psi+\mu); \quad (3.35)$$

$$\mu = \operatorname{arcctg}\{[(Q+g)\operatorname{tg} \eta + g_3 \operatorname{ctg} \varphi]/(Q+g-g_3)\}; \quad (3.36)$$

$$g = g_1+g_2+g_3; \quad (3.37)$$

$$Q = g_1 \sin \theta_2 \sin (\theta_1-\psi) / (\cos \varphi \sin \psi); \quad (3.38)$$

$$\psi = \eta + \operatorname{arctg} \{[\exp(-\theta \operatorname{tg} \varphi) - \cos \theta] / \sin \theta\}; \quad (3.39)$$

$$\eta = \varepsilon + \varphi; \quad (3.40)$$

$$\theta_1 = 0,5(0,5\pi - \varphi); \quad (3.41)$$

$$\theta_2 = 0,5\pi - \varphi - \theta_1; \quad (3.42)$$

$$\theta = \theta_1 - \varepsilon; \quad (3.43)$$

$$\varepsilon = 0,5[0,5\pi + \delta - \varphi - \arcsin(\sin \delta / \sin \varphi)]; \quad (3.44)$$

$$g_1 = [\cos \theta_1 \cos^2 \eta \exp(-2\theta \operatorname{tg} \varphi)] / [\sin(\theta_1 + \varphi) \cos \varphi]; \quad (3.45)$$

$$g_2 = -\cos^2 \eta [\exp(-2\theta \operatorname{tg} \varphi) - 1] / \sin 2\varphi; \quad (3.46)$$

$$g_3 = \sin \varepsilon \cos \eta / \cos \varphi. \quad (3.47)$$

Слід мати на увазі, що приведені вирази записані у вигляді, придатному для розрахунку бічного тиску розпору (активного) ґрунту. Для їх використання при розрахунку бічного тиску відпору (пасивного) ґрунту в ці залежності слід підставляти значення кутів φ і δ зі знаком «мінус». [69].

Відмітимо також, що при розрахунку дорозпорного та довідпорного бічного тиску ґрунту в стані спокою в приведені залежності слід підставляти замість реального кута внутрішнього тертя φ умовний кут внутрішнього тертя φ_0 з урахуванням відповідного знаку цього кута.

Основні кількісні результати чисельного аналізу бічного тиску ґрунту в стані спокою поміщені в додатку 1 (таблиця. П. 1.1, П. 1.2). Нижче приведені графічні залежності, узагальнюючі ці результати, і коментарі до них.

Залежність умовного кута внутрішнього тертя ґрунту від реального близька до прямо пропорційної (рис. 3.4).

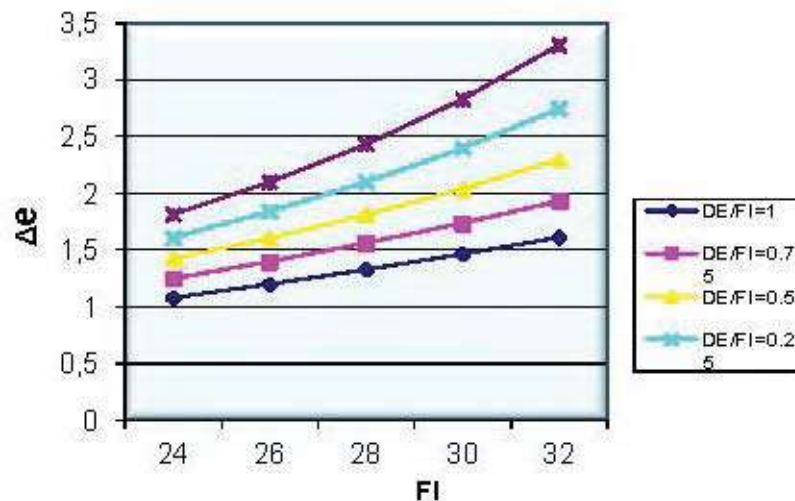


Рис. 3.4 Залежність «порога гравітації» від кута внутрішнього тертя при плоских поверхнях.

У даному інтервалі значень кута φ величини умовного кута внутрішнього тертя φ_0 складають від $0,61$ до $0,65\varphi$; в середньому кут φ_0

складає 63 % від кута φ . Відносна різниця між кутами φ і φ_0 скорочується з ростом φ (рис. 3.5).

Розглянемо вплив кута внутрішнього тертя ґрунту на «порог гравітації» (рис. 3.6 -3.9).

Головний якісний висновок за характером цього впливу полягає в тому, що з ростом величини кута внутрішнього тертя ґрунту значення «порогу гравітації» і, відповідно, коефіцієнта трансформації, зростають.

В термінах коефіцієнта бічного тиску ґрунту (формула (3.33), це збільшення в розглянутому інтервалі значень кута внутрішнього тертя ґрунту відбувається від 1,10 до 1,61 за відсутності контактного тертя ($\varphi = 0$) і від 1,81 до 3,30 при повному контактному терті ($\delta = \varphi$) у разі використання гіпотези про плоскі поверхні ковзання (рис. 3.6).

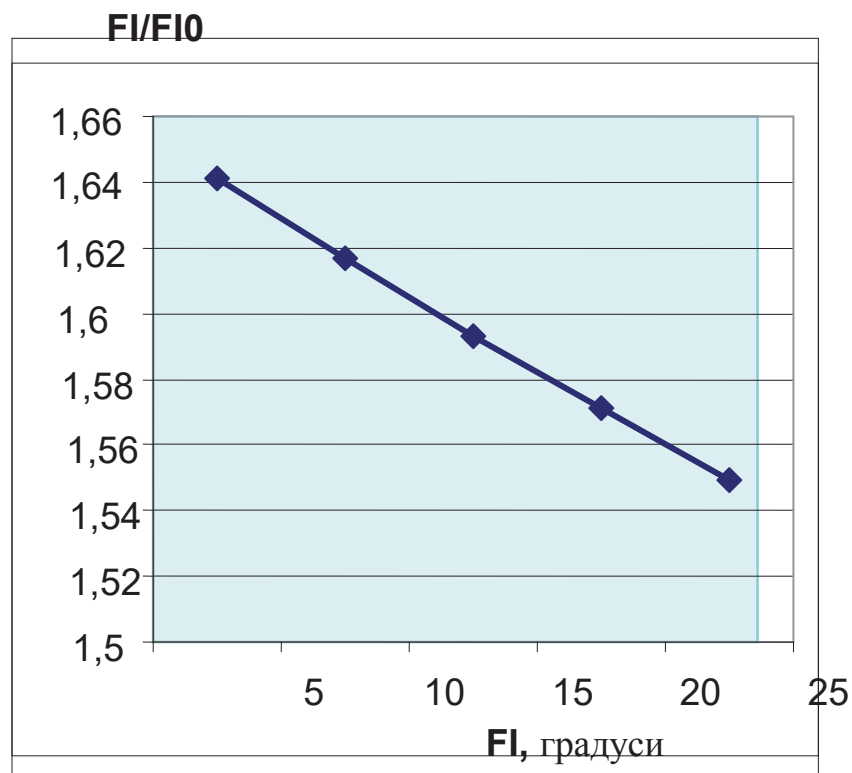


Рис. 3.5. Залежність «порога гравітації» від кута внутрішнього тертя при плоских поверхнях з ростом φ

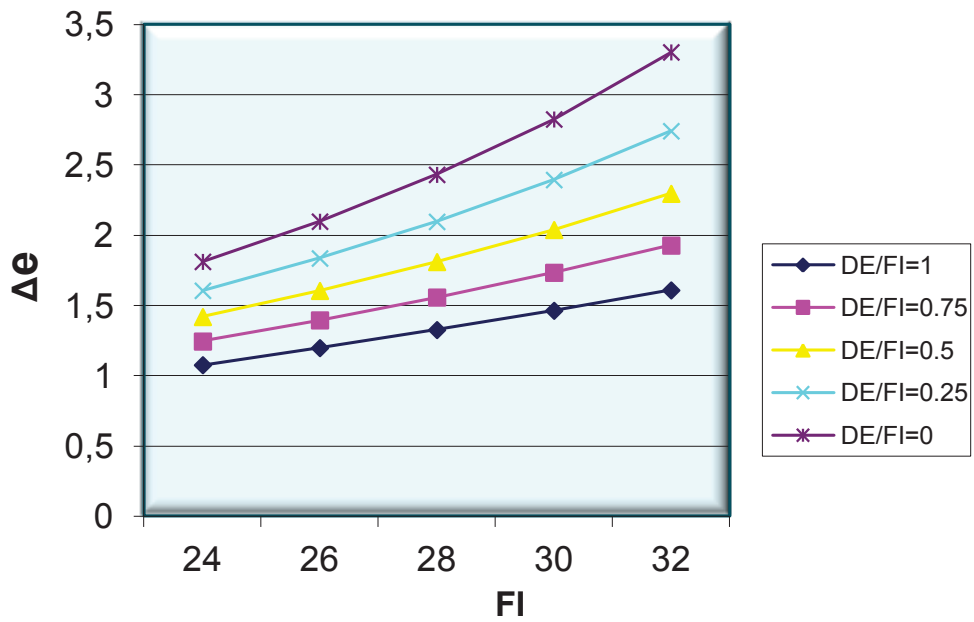


Рис. 3.6. Залежність «порога гравітації» від кута внутрішнього тертя при плоских поверхнях з ростом φ

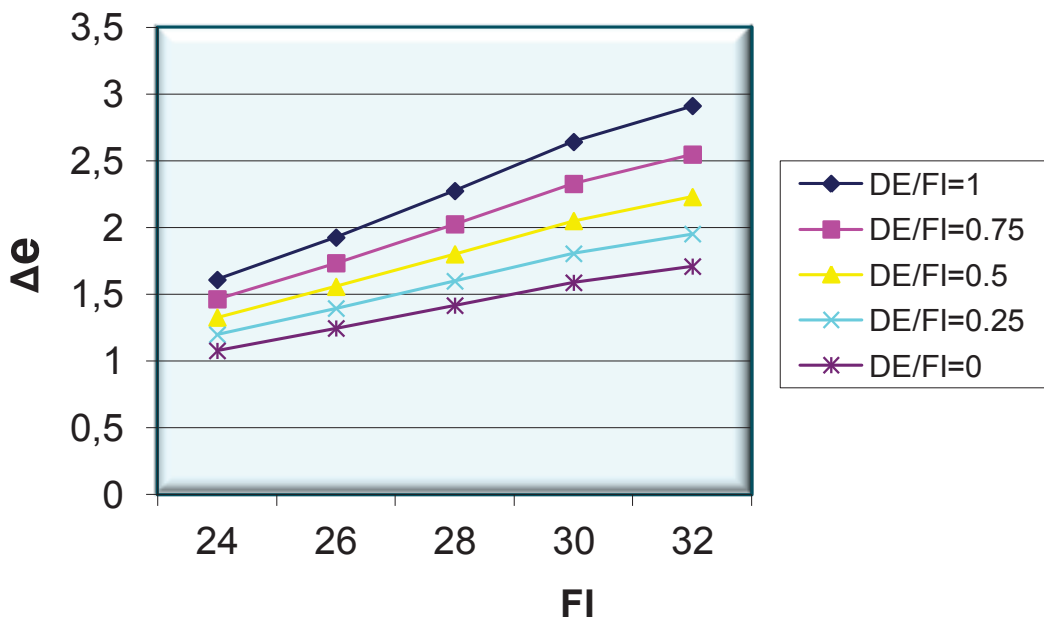


Рис. 3.7. Залежність «порога гравітації» від кута внутрішнього тертя при криво лінійних поверхнях ковзання.

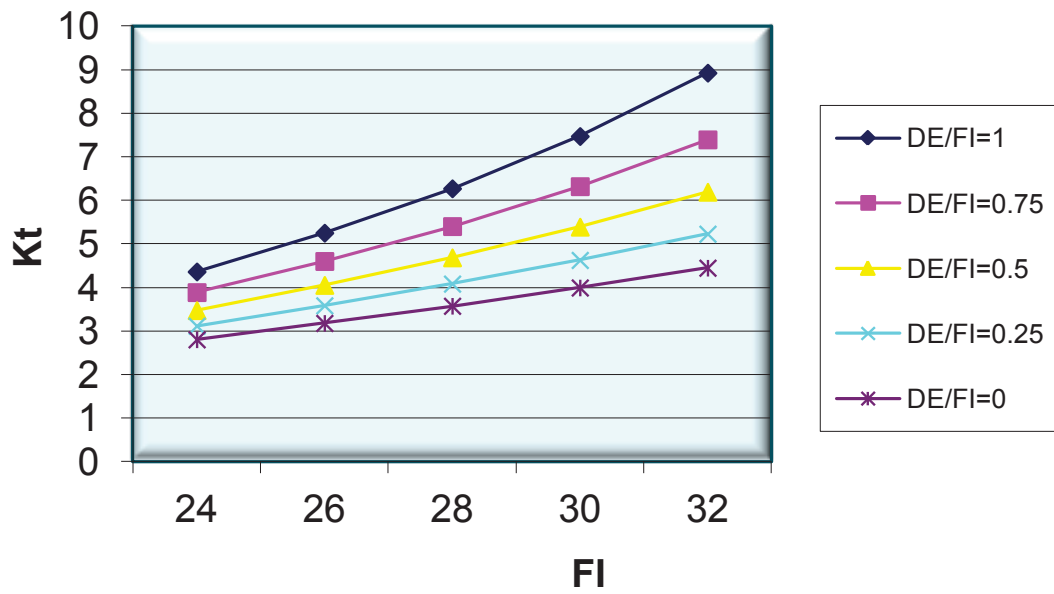


Рис. 3.8. Залежність коефіцієнта трансформації від кута внутрішнього тертя при плоских поверхнях ковзання.

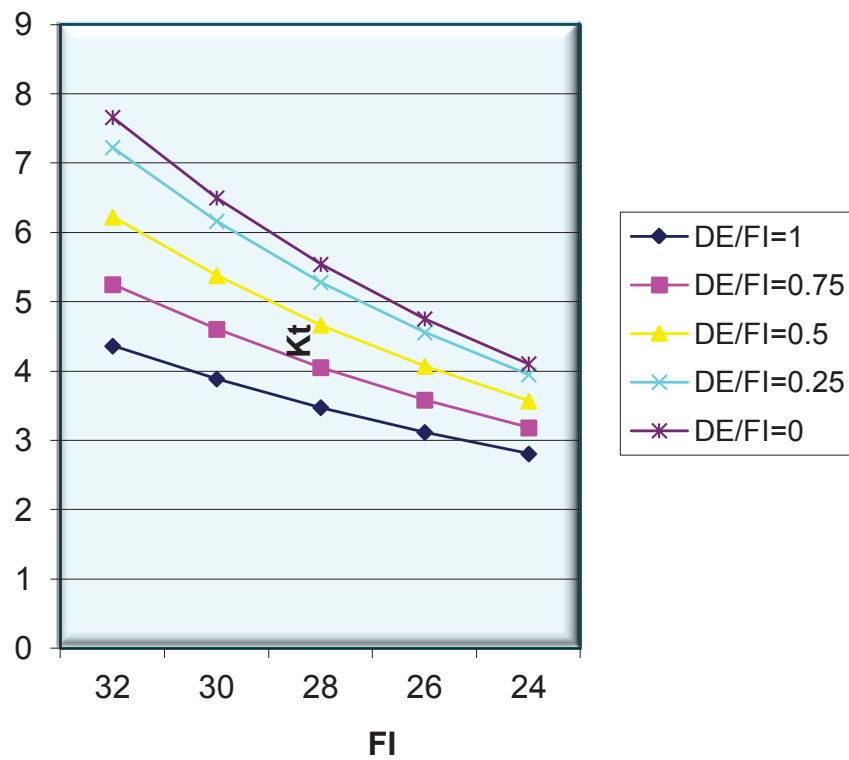


Рис. 3.9. Залежність коефіцієнта трансформації від кута внутрішнього тертя при криво лінійних поверхнях ковзання.

При розгляді криволінійних поверхонь ковзання збільшення «порогу гравітації» відбувається від 1,10 до 1,61 за відсутності контактного тертя ($\delta = 0$) і від 1,71 до 2,91 при повному контактному терті ($\delta = \varphi$) (рис. 3.7). Швидкість зростання «порогу гравітації» для крайніх значень розглянутого інтервалу значень кута внутрішнього тертя (відношення $\Delta e(\varphi=32^\circ)/\Delta e(\varphi=24^\circ)$) збільшується з ростом значень кута контактного тертя від 1,46 ($\delta=0$) до 1,82 ($\delta = \varphi$) у разі використання гіпотези про плоскі поверхні ковзання (рис. 3.6). При розгляді криволінійних поверхонь ковзання швидкість росту «порогу гравітації» збільшується з ростом значень кута контактного тертя від 1,5 ($\delta = 0$) до 1,7 ($\delta = \varphi$) (рис. 3.7).

В термінах коефіцієнта трансформації (формула (3.35)) збільшення останнього в розглянутому інтервалі значень кута внутрішнього тертя ґрунту відбувається від 2,80 до 4,36 за відсутності контактного тертя ($\delta = 0$) і від 4,45 до 8,93 при повному контактному терті ($\delta = \varphi$) у разі використання гіпотези про плоскі поверхні ковзання (рис. 3.8). При розгляді криволінійних поверхонь ковзання збільшення коефіцієнта трансформації відбувається від 2,80 до 4,36 за відсутності контактного тертя ($\delta = 0$) і від 4,10 до 7,66 при повному контактному терті ($\delta = \varphi$) (рис. 3.9). Швидкість зростання коефіцієнта трансформації для крайніх значень розглянутого інтервалу значень кута внутрішнього тертя (відношення $K_t(\varphi=32^\circ)/K_t(\varphi=24^\circ)$) збільшується з ростом значень кута контактного тертя від 1,56 ($\delta = 0$) до 2,01 ($\delta = \varphi$) у разі використання гіпотези про плоскі поверхні ковзання (рис 3.8).

При розгляді криволінійних поверхонь ковзання швидкість зростання коефіцієнта трансформації збільшується з ростом значень кута контактного тертя від 1,56 ($\delta = 0$) до 1,87 ($\delta = \varphi$) (рис. 3.9).

Розглянемо вплив кута контактного тертя δ на «пори́г гравітації» (рис. 3.10 - 3.17).

Головний якісний висновок за характером цього впливу полягає в тому, що з ростом величини кута контактної тертя значення «порогу гравітації» і, відповідно, коефіцієнта трансформації, зростають.

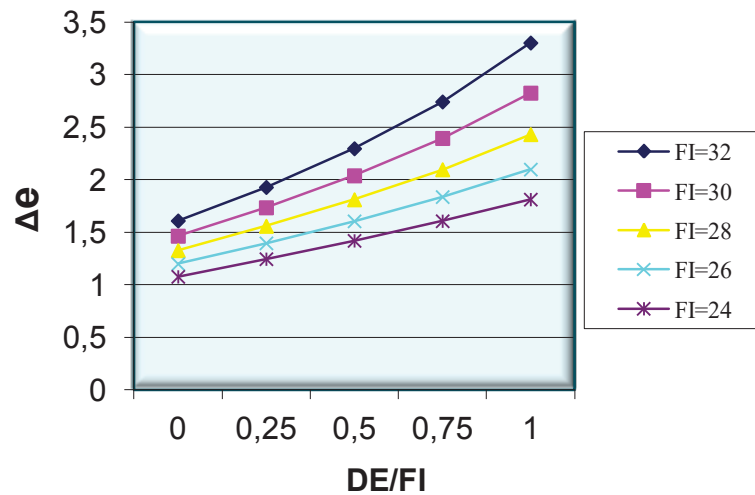


Рис. 3.10. Залежність «порогу гравітації» від кута контактної тертя при плоских поверхнях ковзання

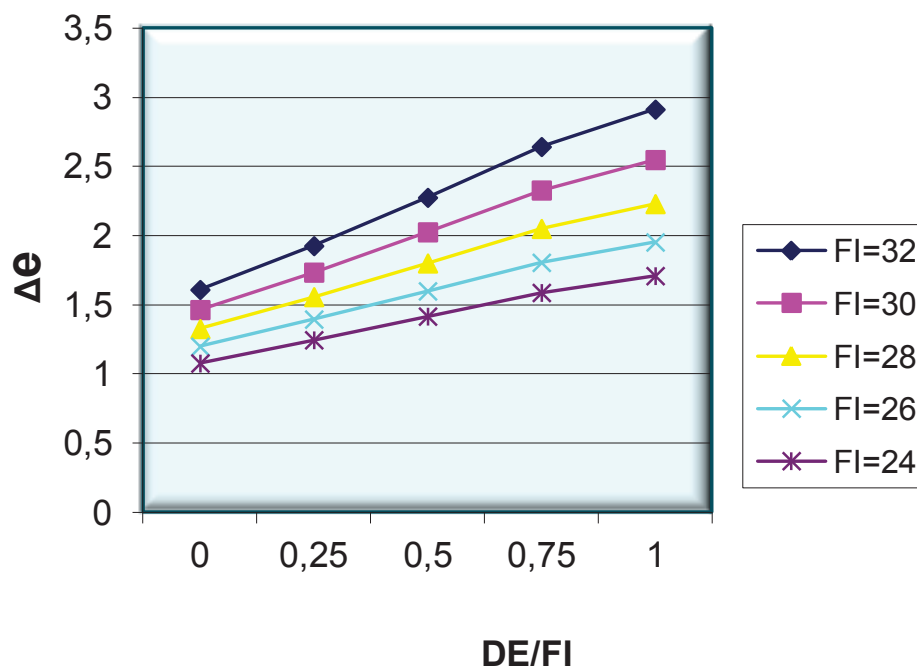


Рис. 3.11. Залежність «порогу гравітації» від кута контактної тертя при криволінійних поверхнях ковзання.

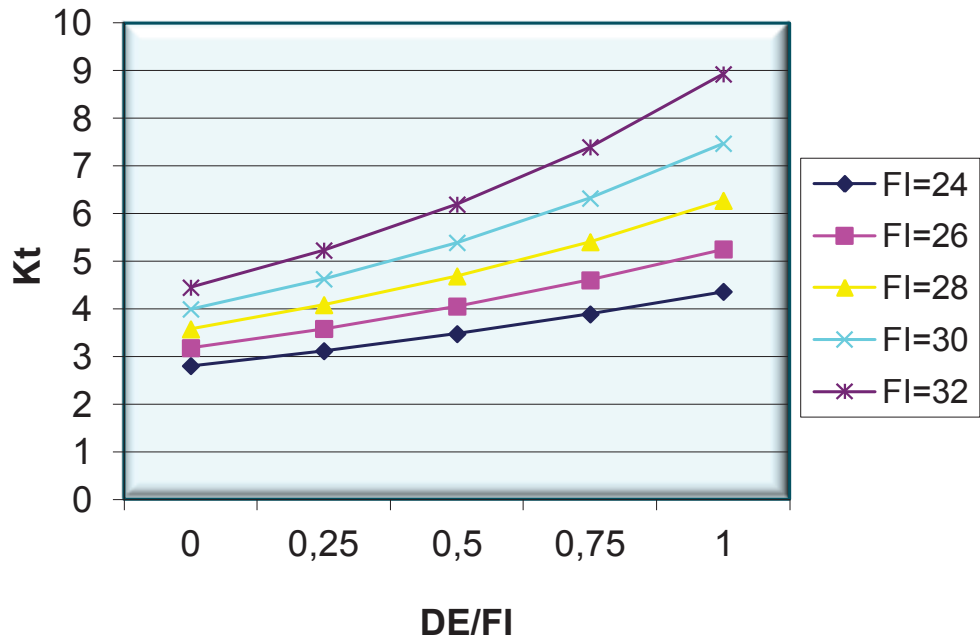


Рис. 3.12. Залежність коефіцієнта трансформації від кута контактного тертя при плоских поверхнях ковзання

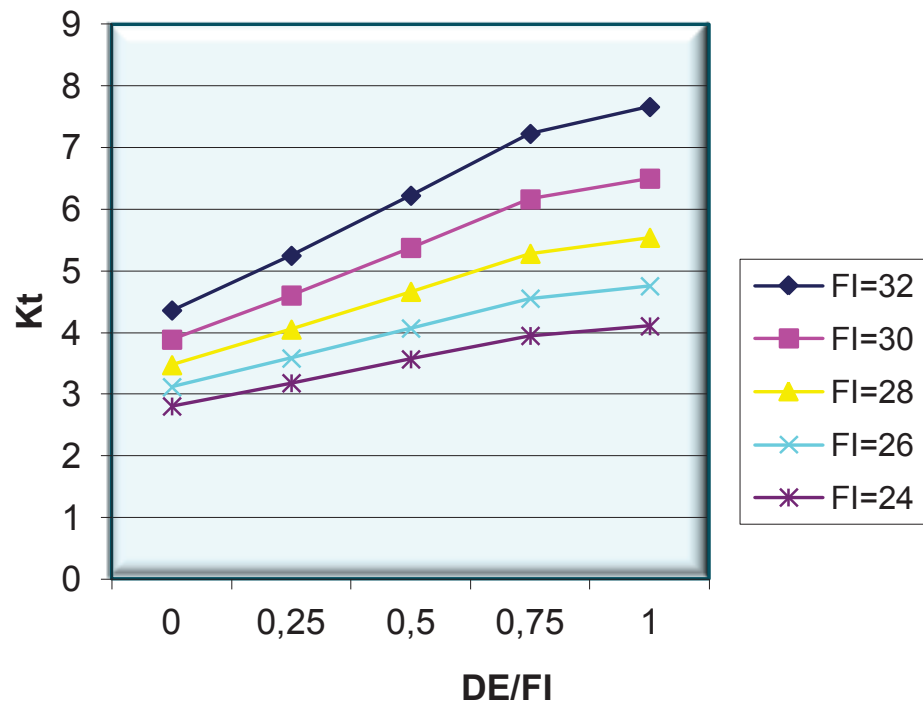


Рис. 3.13 . Залежність коефіцієнта трансформації від кута контактного тертя при криво лінійних поверхнях ковзання.

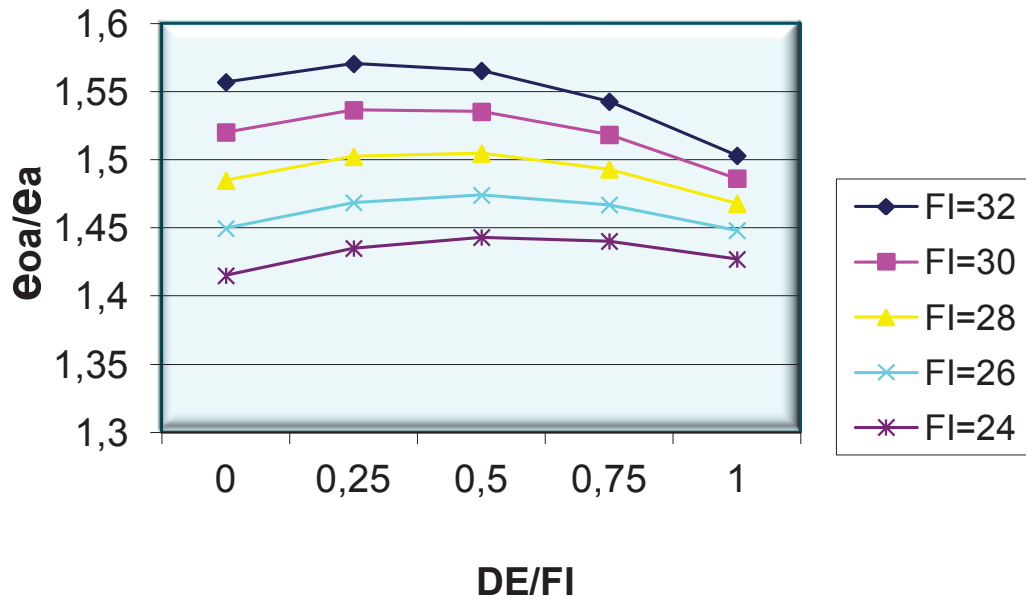


Рис. 3.14. Співвідношення тиску спокою та активного при різних кутах контактного тертя при плоских поверхнях ковзання.

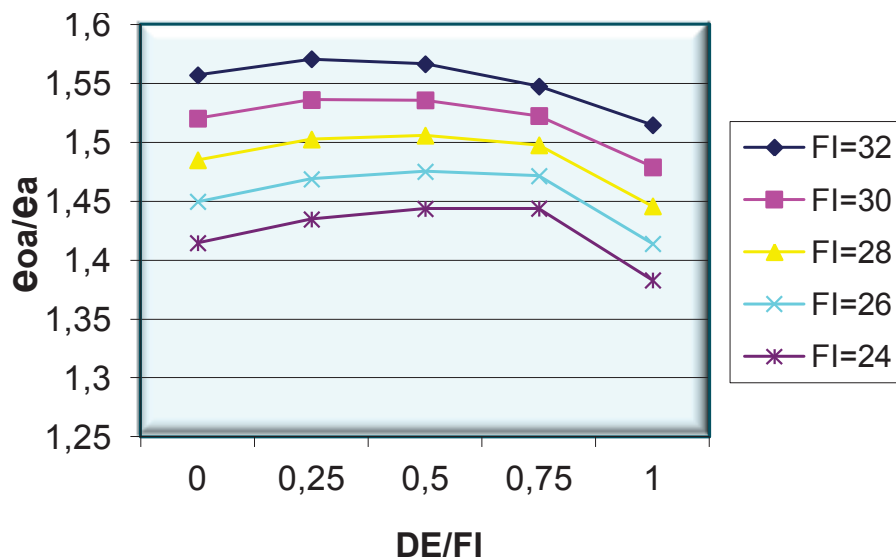


Рис. 3.15. Співвідношення тиску спокою та активного при різних кутах контактного тертя при криволінійних поверхнях ковзання

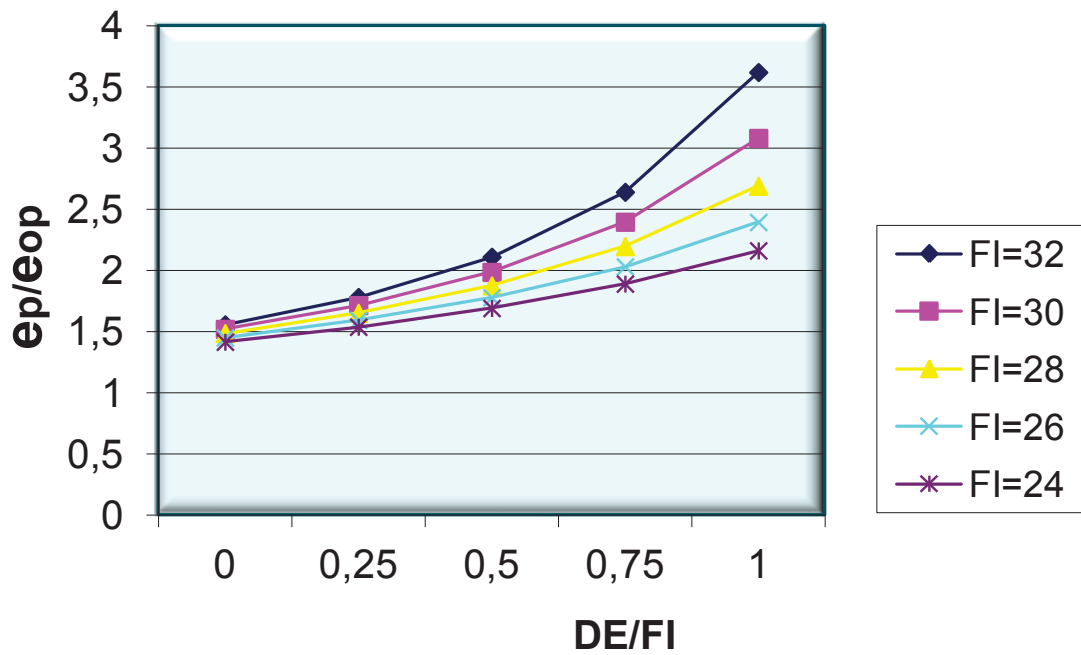


Рис. 3.16. Співвідношення тиску спокою та активного при різних кутах контактної тертя при плоских поверхнях ковзання

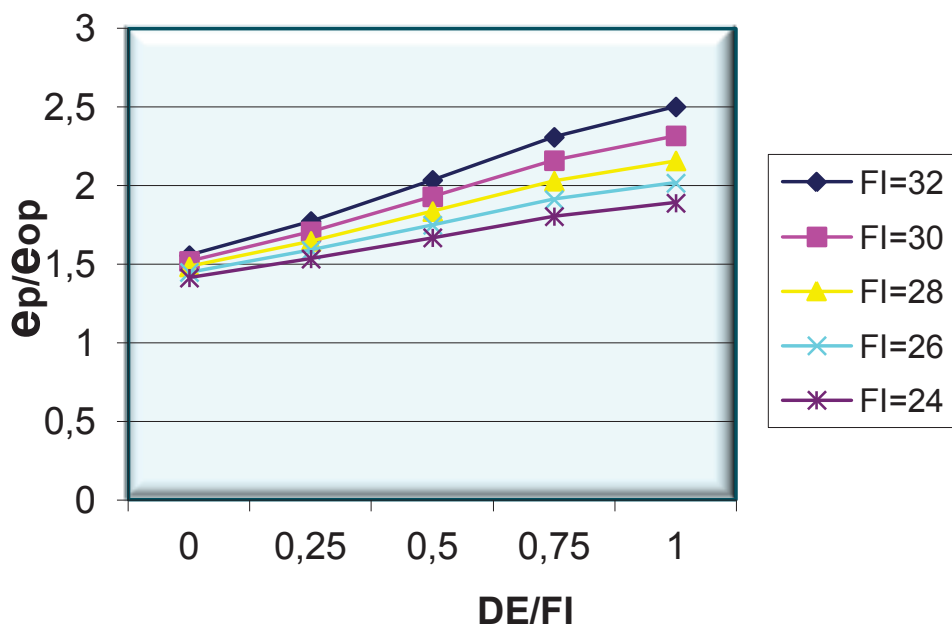


Рис. 3.17. Співвідношення тиску спокою та активного при різних кутах контактної тертя криво лінійних поверхнях ковзання.

В термінах коефіцієнта бічного тиску ґрунту (формула (3.33) у разі використання гіпотези про плоскі поверхні ковзання це збільшення, наприклад, для значення кута внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$ складає 1,93 разів ($\Delta_c = 1,464$ при $\delta = 0$ і $\Delta_c = 2,830$ при $\delta = \varphi$). При інших значеннях кута φ ріст порогу Δ_c в розглянутому інтервалі значень кута контактного тертя знаходиться в межах 1,68 ($\varphi = 24^\circ$) - 2,05 ($\varphi = 32^\circ$) (рис. 3.10). При розгляді криволінійних поверхонь ковзання ріст значень «Порогу гравітації» наприклад, для значення кута внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, складає 1,74 разу ($\Delta_c = 1,46$ при $\delta = 0$ і $\Delta_c = 2,54$ при $\delta = \varphi$). При інших значеннях кута φ ріст порогу Δ_c в розглянутому інтервалі значень кута контактного тертя знаходиться в межах від 1,59 ($\varphi = 24^\circ$) до 1,81 ($\varphi = 32^\circ$) (рис. 3.11).

В термінах коефіцієнта трансформації (формула (3.35) збільшення останнього у разі використання гіпотези про плоскі поверхні ковзання, наприклад, для значення кута внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, складає 1,9 рази ($K_t = 3,890$ при $\delta = 0$ і $K_t = 7,395$ при $\delta = \varphi$). При інших значеннях кута φ ріст коефіцієнта трансформації в розглянутому інтервалі значень кута контактного тертя знаходиться в межах від 1,59 ($\varphi = 24^\circ$) до 2,047 ($\varphi = 32^\circ$) (рис. 3.12). При розгляді криволінійних поверхонь ковзання ріст значень коефіцієнта трансформації, наприклад, для значення кута внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, складає 1,67 разу ($K_t = 3,888$ при $\delta = 0$ і $K_t = 6,50$ при $\delta = \varphi$). При інших значеннях кута φ ріст коефіцієнта трансформації в розглянутому інтервалі значень кута контактного тертя знаходиться в межах від 1,46 ($\varphi = 24^\circ$) до 1,76 ($\varphi = 32^\circ$) (рис. 3.13).

Слід також відмітити вплив кута контактного тертя на співвідношення бічного тиску ґрунту в стані спокою і граничного (активного або пасивного) тиску. Як випливає з отриманих даних, вплив кута δ при реалізації тиску розпору дуже трохи (в межах 1 %). В той же час, при утворенні тиску відпору цей вплив є достатньо суттєвим (від 20% до 40 % залежно від кута φ).

Якісний і кількісний характер вказаних залежностей для активного і пасивного тисків видний з графіків, приведених на рис. 3.14 - 3.17.

Представляє практичний інтерес зіставлення результатів, отриманих при використанні гіпотез про плоскі і криволінійні поверхні ковзання (таблиця А.3 Додатку А).

Як і слід було чекати, результати в обох випадках співпадають за відсутності контактної тертя. Облік контактної тертя призводить до розбіжностей, які зростають у міру збільшення значень кута δ . Інтервал зміни значень як «порогу гравітації», так і коефіцієнта трансформації при використанні криволінійних поверхонь ковзання звужується (таблиця А4 Додатку А).

Так, якщо збільшення «порогу гравітації» в інтервалі відношення δ/φ від 0 до 1 при плоских поверхнях ковзання складало від 100 % (при $\varphi = 32^\circ$) до 70 % (при $\varphi = 24^\circ$), то при криволінійних поверхнях ковзання ріст даного параметра склав від 81 % (при $\varphi = 32^\circ$) до 58 % (при $\varphi = 24^\circ$).

Відносно коефіцієнта трансформації можна відмітити, що якщо збільшення цього параметра в інтервалі відношення δ/φ від 0 до 1 при плоских поверхнях ковзання складало від 106% (при $\varphi = 32^\circ$) до 59 % (при $\varphi = 24^\circ$), то при криволінійних поверхнях ковзання ріст даного параметра склав від 76 % (при $\varphi = 32^\circ$) до 69 % (при $\varphi = 24^\circ$). Відмічене звуження інтервалу значень як Δ_e , так і K_t може бути пояснене істотно меншими значеннями тиску відпору (пасивного), визначуваного на основі застосування криволінійних поверхонь ковзання, в порівнянні з відповідними значеннями цього тиску, вчисленими в припущенні про утворення плоских поверхонь ковзання.

Оцінюючи вплив форми поверхонь ковзання на швидкості зміни даних параметрів бічного тиску ґрунту слід зазначити наступне:

- Інтервал зміни значень як швидкості зміни «порогу гравітації»,

так і швидкості зміни коефіцієнта трансформації при використанні криволінійних поверхонь ковзання звужується (таблиця А4 Додатку А). Так, якщо збільшення швидкості зміни «порогу гравітації» в інтервалі відношення δ/φ від 0 до 1 при плоских поверхнях ковзання складало 24 %, то при криволінійних поверхнях ковзання ріст швидкості зміни даного параметра склав 15 %.

- Відносно коефіцієнта трансформації можна відмітити, що якщо збільшення швидкості його зміни в інтервалі відношення δ/φ від 0 до 1 при плоских поверхнях ковзання складало 29 %, то при криволінійних поверхнях ковзання ріст швидкості зміни даного параметра склав 20 %.

Враховуючи, що значення тиску розпору (активного), вчислені при плоских і криволінійних поверхнях ковзання відрізняються трохи, а значення тиску відпору (пасивного), як відомо, виходять точнішими (тобто що більше відповідають дослідним даним) при використанні криволінійних поверхонь ковзання, можна рекомендувати при оцінці тиски ґрунту в стані спокою (як «дорозпорного», так і «довідпорного»), а також таких параметрів, як «поріг гравітації» і коефіцієнт трансформації, також застосовувати формули, відповідні криволінійним поверхням.

3.3 Висновки до розділу 3

У цьому розділі проаналізовані особливості і методи визначення одного з базових понять для призначення навантажень на портові гідротехнічні споруди при їх технічній експлуатації - коефіцієнта бічного тиску ґрунту в стані спокою. Визначені найбільш ефективні підходи і методики.

На основі аналізу попередніх досліджень розроблена методика визначення основних параметрів, що характеризують бічний тиск ґрунту в стані спокою на підпірну стінку споруди гравітаційно-пального типу.

У розгляд введені такі поняття як «дорозпорний» та «довідпорний» бічний тиск ґрунту в стані спокою, що дозволяє враховувати потенційний напрям зміщень і деформацій споруди після прикладання до нього зовнішніх навантажень.

Для оцінки відмінності між «дорозпорним» та «довідпорним» бічним тиском ґрунту в стані спокою введені і проаналізовані такі параметри, як «поріг гравітації» і коефіцієнт трансформації. Ці параметри мають важливе значення при проектуванні підпірних стінок, оскільки показують на скільки і в скільки разів «довідпорний» бічний тиск ґрунту в стані спокою, що раніше взагалі не враховувалося при проектуванні даних споруд, перевищує «дорозпорний» тиск, який раніше приймався як єдиний бічний тиск ґрунту в стані спокою незалежно від напрямку дії зовнішнього навантаження, що викликає подальші переміщення або деформації споруди. Оскільки «довідпорний» бічний тиск ґрунту в стані спокою може перевищувати «дорозпорний» тиск в рази (у інтервалі від трьох до восьми разів залежно від співвідношення початкових даних, що характеризують міцності властивості ґрунту), облік введених в розгляд параметрів може істотно підвищити точність проектування і розрахунку причальних і інших конструкцій гравітаційно-пального типу, а значить вплинути на надійність і техніко-економічні параметри споруди.

На основі чисельного моделювання виявлених і вивчених якісний і кількісний вплив основних початкових даних на величини бічного тиску ґрунту засипки на підпірну стінку споруди : кута внутрішнього тертя засипки і кута контактного тертя.

Розроблені рекомендації по оптимальному застосуванню розрахункових залежностей і розрахункових моделей, використовуваних при проектуванні даних споруд.

Отримані розрахункові залежності і результати чисельного аналізу можуть бути застосовані при проектуванні і розрахунку не лише споруд

гравітаційно-пального типу, але і інших споруд, що включають жорсткі або такі, що мало деформуються підірні стінки.

Дослідження автора в даному напрямку використані при розробці теми ДБ 66-06 „Розробка єдиних теоретичних основ взаємодії жорстких і гнучких елементів з суцільною і водною середовищами” в Одеському національному морському університеті.

РОЗДІЛ 4

ВДОСКОНАЛЕННЯ ГРАВІТАЦІЙНО-ПАЛЬОВИХ СПОРУД І МЕТОДІВ ЇХ ТЕХНІЧНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ПРИ ВЗАЄМОДІЇ З ҐРУНТОВИМ СЕРЕДОВИЩЕМ

4.1 Кінематичний аналіз роботи підпірної стінки гравітаційно-пальної споруди

4.1.1 Постановка задачі

Як відзначалося в розділі 2, останніми роками отримали розвиток кінематичні методи аналізу напружено-деформованого стану системи «підпірна стінка - ґрунтове середовище», засновані на розробленій проф. Дубровським М. П. моделі змішаного напруженого стану ґрунту, що взаємодіє із спорудою [15-17]. Оскільки гравітаційно-пальові споруди характеризуються незначною деформованістю і, відповідно, наявністю зон як дограничного, так і граничного напруженого стану в ґрунтовому масиві, що взаємодіє з ними, то застосування вищезгаданої моделі при проектуванні і розрахунку даних споруд є актуальним і доцільним.

Новизна розроблених кінематичних методів зумовила необхідність вивчення і аналізу логічності і достовірності результатів їх застосування, а також ефективності, економічності і універсальності розробленого розрахункового алгоритму і обчислювального апарату (тут слід також відмітити корисний вклад в розробку і застосування відповідних програмних засобів канд. техн. наук Ж. Ассафа [17]).

Для досягнення поставленої мети необхідно було вирішити наступні задачі:

- досліджувати якісний і кількісний вплив узагальнених переміщень споруди на напружений стан ґрунтового середовища, яке з ним взаємодіє, а також вклад граничної і дограничної складових бічного тиску ґрунту у величину і характер результуючого тиску;
- вивчити міру і характер впливу використовуваних розрахункових параметрів системи на отримувані результати;
- визначити доцільні сфери застосування розрахункових алгоритмів і програм, що реалізують гіпотези про плоскі і криволінійні поверхні ковзання;
- проаналізувати вплив на кінцевий результат точності завдання параметра α , використовуваного як критерій переходу ґрунту в даній точці на контакт із спорудою в граничний напружений стан, і порівняти його з впливом точності завдання фізико - механічних характеристик ґрунтів, визначуваних експериментально.

Чисельне експериментування проводилося з підпірною стінкою висотою 15 м, контактна тилова грань якої, схилена до вертикалі під кутом α_o , взаємодіє з піщаною засипкою, поверхня якої, завантажена розподіленим навантаженням інтенсивністю q , складає з горизонтом кут β .

В процесі моделювання взаємодії елементів даної системи варіювалися наступні її параметри і характеристики :

- параметр m , який відображає вплив куту контактного тертя, в інтервалі значень $0 < m = \delta/\varphi < 1$ із кроком 0,25 при $\alpha_o = \beta = q = 0$;
 $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 30^\circ$;
- кут α_o в інтервалі значень $-20^\circ < \alpha_o < 20^\circ$ із кроком 10° при $\beta = q = 0$; $m = 0$;
 $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 30^\circ$;
- кут β в інтервалі значень $-20^\circ < \beta < 20^\circ$ із кроком 10° при $\alpha_o = q = 0$;
 $m = 0$; $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 30^\circ$;
- інтенсивність навантаження в інтервалі значень $0 < q < 100 \text{ кПа}$ із кроком 20 кПа при $\alpha_o = \beta = 0$; $m = 0$; $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 30^\circ$;

- параметр α_o в інтервалі значень $0,001 < \alpha_a < 0,0025$; $0,005 < \alpha_p < 0,04$
при $m = 0,5$; $\alpha_o = 0$; 10° ; $\beta = 0$; 10° ; $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 30^\circ$;

- кут внутрішнього тертя засипки в інтервалі значень $28^\circ < \varphi < 32^\circ$ із
кроком 1° при $m = 0,5$; $\alpha_o = \beta = q = 0$; $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$;

- питома вага засипки в інтервалі значень $18 \text{ кН/м}^3 < \gamma < 22 \text{ кН/м}^3$
із кроком 1 кН/м^3 при $m = 0,5$; $\alpha_o = \beta = q = 0$; $\varphi = 30^\circ$.

Відмітимо, що постільки вплив вказаних параметрів на взаємодію підпорної стінки з ґрунтовим середовищем достатньо повно та усебічно досліджено при фізичному моделюванні таких споруд (див., наприклад, праці [6, 8, 44, 45] , то в даному випадку увага концентрувалася на «обкатці» розроблених методів при різних фізично можливих значеннях розрахункових параметрів та уточнення «чутливості» до них застосованого математичного апарату. У зв'язку з викладеним при математичному моделюванні даних систем не був використаний ускладнений апарат чисельного багатофакторного експерименту, а застосований простіший підхід, коли вплив зміни значень якого-небудь варіювання характеристик ґрунту φ і γ в порівняно вузькому інтервалі їх значень проводилося для подальшого порівняння впливу точності завдання цих параметрів, визначуваних в лабораторних умовах, з впливом точності завдання одного з основних параметрів розрахункової моделі, а саме α в приведених вище інтервалах значень α_a і α_p .

Для усіх вказаних варіацій початкових параметрів визначалися залежності тиску розпору і відпору як від поступальних переміщень контактної грані споруди (у інтервалах переміщень відповідно від 0 до $U_a = \alpha_a H$ і від 0 до $U_p = \alpha_p H$), так і від величини повороту (кут ρ з вертикаллю) контактної грані стінки від ґрунту засипки і на ґрунт для двох гіпотез про форму поверхні ковзання (плоскою і криволінійною).

Результати перших чотирьох серій чисельного експерименту (при варіюванні m , α_o , β , q) дозволяють оцінити логічність і достовірність

отримуваних залежностей " $E - u$ " і " $E - \rho$ ", а також їх відповідність фізичної суті даного явища. Серії обчислень з п'ятою по сьому призначені, в основному, для оцінки впливу точності завдання параметра α на точність отримуваних кінцевих результатів (що дуже важливе для розрахункової моделі, що реалізовується) і для порівняння цієї оцінки з впливом точності завдання визначуваних в лабораторних умовах характеристик ґрунтів φ і γ .

4.1. 2 Основні результати чисельних експериментів

Як показують виконані розрахунки, залежності граничної E_e , дограничної E' складових бічного тиску, а також їх результуючої E від узагальнених переміщень споруди в усіх розглянутих випадках мають криволінійний характер (це ілюструється графіками на рис. 4.1 - 4.3, отриманими для розпiрного і відпорного тиску як при плоских, так і при криволінійних поверхнях ковзання).

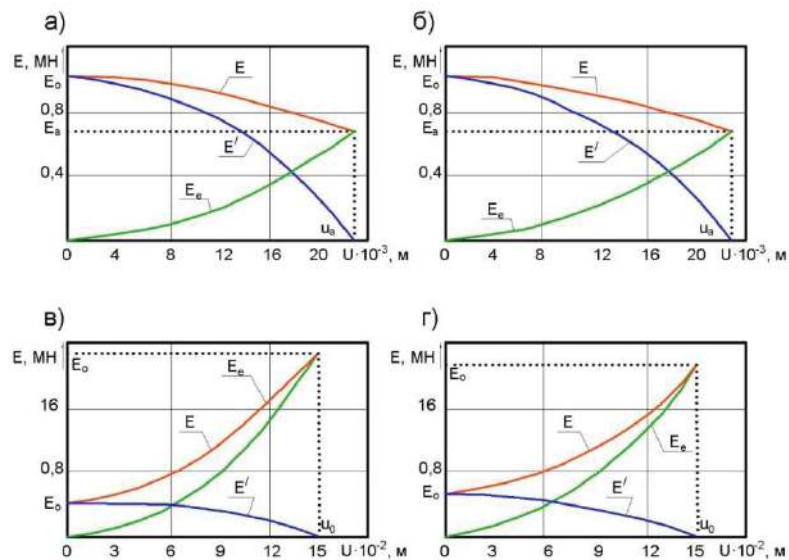


Рис. 4.1 Залежності результуючого (E) бічного тиску ґрунту і його граничної E_e і дограничної (E') складових від поступального переміщення споруди в напрямі від ґрунту (а, б) і на ґрунт (в, г).

а, в – при плоских поверхнях ковзання, б, г – при криволінійних поверхнях ковзання.

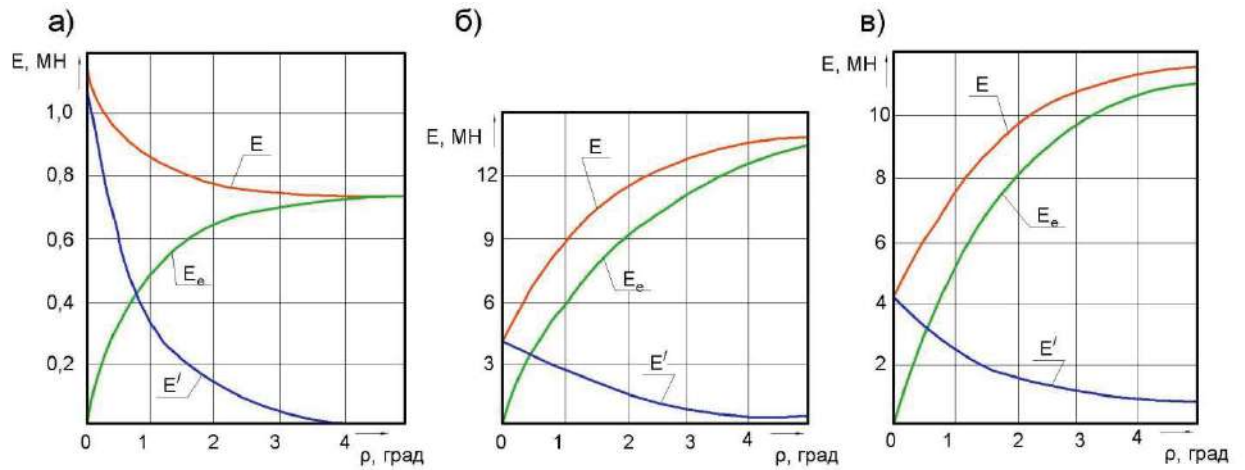


Рис. 4.2 Залежності результуючого (E) бокового тиску ґрунту і його граничної (E_e) і дограничної (E') складових від повороту стінки відносно її низу в напрямленні від ґрунту (а) і на ґрунт (б, в).

б – при плоских поверхнях ковзання, в – при криволінійних поверхнях ковзання (в обох випадках $m = 0,75$)

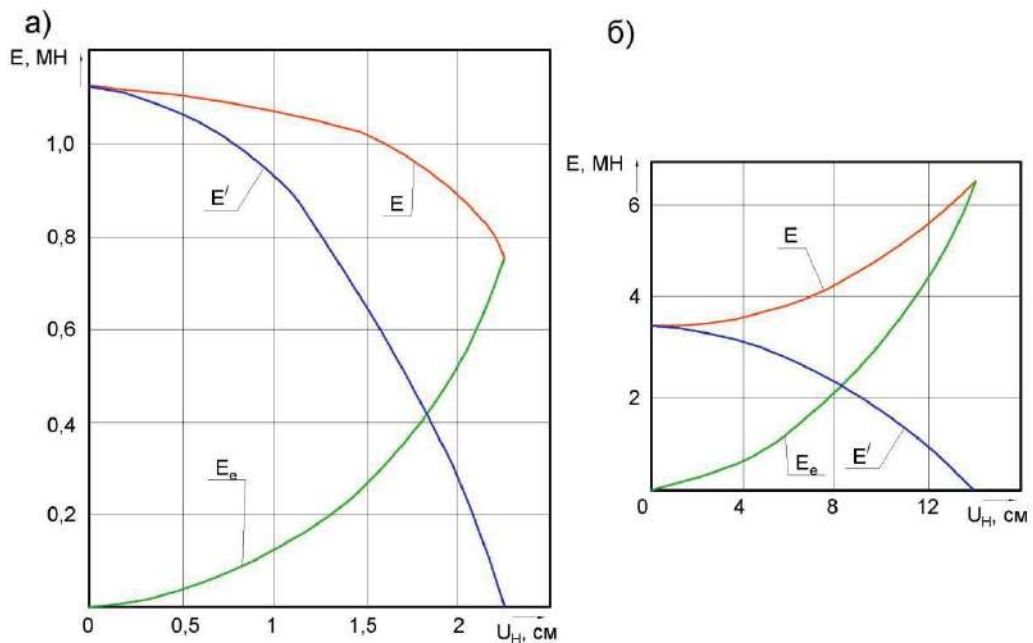


Рис. 4.3 Залежності бічного тиску ґрунту на споруду від куту його повороту відносно верху, поєднаного з поступальною компонентою переміщення (U_0); а – розпирний тиск при $U_0 = 0,2$ см; б – відпорний тиск при $U_0 = 1,5$ см.

Ці залежності не суперечать фізичному сенсу даного явища і відповідають логіці прийнятої розрахункової моделі. Передгранична складова в початковий момент даного процесу, тобто при нерухомій стінці ($U = 0$), співпадає з тиском ґрунту в стані спокою, потім у міру збільшення зміщень споруди її значення зменшується (за рахунок переходу частини ґрунту в граничний напружений стан) і при зміщеннях $U = U_e = \alpha H$, коли увесь ґрунт, що взаємодіє з контактною гранню стінки, переходить в граничний стан, дорівнює нулю. Гранична складова тиску, що має нульове значення при нерухомій стінці, зростає зі збільшенням зміщень споруди і при граничних зміщеннях U_e досягає максимального значення - активного або пасивного тиску.

Результуючий тиск E в кожній точці графіку " $E - u$ " є векторною сумою складових E' і E_e . Значення E відповідно до вище описаних особливостей залежностей " $E' - u$ " і " $E_e - u$ " змінюється від значення тиску ґрунту в стані спокою до значення максимального тиску ґрунту в граничному напруженому стані, тобто зменшуючись до активної при зміщеннях споруди від ґрунту або збільшуючись до пасивного при насуванні стінки на ґрунт.

Зіставлення графіків залежності бічного тиску ґрунту від узагальнених переміщень споруди (наприклад, рис. 4.1 і 4.2) дозволяє зробити важливий висновок про істотний якісний і кількісний вплив виду узагальненого переміщення. Так, при поступальному зміщенні графік " $E - u$ " обернений опуклістю вгору для тиску розпору і угнутістю вгору для тиску (при будь-якій формі поверхні ковзання) відпору. При нахилі ж стінки від вертикалі (поворот відносно нижньої осі споруди) якісний характер графіків змінюється: крива залежності " $E - \rho$ " обернена угнутістю вгору для тиску розпору і опуклістю вгору для тиску (також при будь-якій формі поверхні ковзання) відпору. Як впливає з численних відомих даних експериментальних досліджень (наприклад, роботи [6, 8, 44, 45])

характерними для досліджених моделей і споруд є залежності, подібні до отриманих нами для стінок, що переміщуються з нахилом відносно вертикалі (см рис. 4.2). Цікаво відмітити, що і в дослідах з моделями підпірних стінок, що поступально переміщуються, також отримані залежності такого ж характеру [44, 45]. Уявне протиріччя пояснюється умовами проведення експериментів : навіть при усій ретельності їх постановки зважаючи на кінцеву жорсткість (або податливість) опорних облаштувань ідеально поступального переміщення моделі досягати не вдавалося. Завжди відзначалися деякі відмінності в зміщеннях верху і низу моделі (особливо при ступінчастому і поетапному додатку поверхневого навантаження до засипки), що викликало незначний, але впливаючий на бічний тиск нахил контактної грані моделі. Враховуючи, що і в натурних умовах не доводиться чекати ідеально поступальних переміщень споруд, що взаємодіють з ґрунтовим середовищем (особливо споруд, розташованих на нескельних ґрунтах основи), можливо зробити висновок, що при розрахунках навантажень від бічного тиску ґрунту необхідно враховувати складову переміщення, обумовлену нахилом контактної грані на ґрунт або від нього.

Залежності бічного тиску (розпору і відпору) ґрунту від узагальненого переміщення споруди при повороті останнього відносно верхньої осі, поєднаного з невеликою поступальною компонентою переміщення (а при "чистому" повороті відносно верху напружений стан може бути тільки однорідним - дограничним, якщо $tg \rho < \alpha$, і граничним, тобто активним або пасивним, якщо $tg \rho \geq \alpha$, що обумовлено постійністю відношення $U(Z)/Z$ по усій висоті контактної грані стінки), подібні до залежностей " $E - u$ " (рис. 4.3).

Це пов'язано з тим, що при малих кутах повороту ($tg \rho < \alpha$) утворення і розвиток зони граничного напруженого стану визначається тільки поступальною компонентою переміщення.

Цей висновок справедливий тільки для стінок з жорсткою контактною гранню. При деформаціях же гнучких стінок умова $u(Z)/Z = \text{const}$ дотримуватися не буде і напружений стан буде неоднорідним.

Слід також відмітити, що характер залежності результуючого тиску розпору ґрунту від узагальненого переміщення споруди (рис. 4.1, а, б і 4.2, а) аналогічний характеру залежності від узагальненого переміщення його дограничної складової, тоді як така залежність для результуючого тиску (рис. 4.1, в, г і 4.2, в) відпору аналогічна за характером залежності від узагальненого переміщення граничної складової тиску.

Відмітимо також якісну подібність графіків залежностей "тиск - переміщення" (див. рис. 4.1 і 4.2), що відповідають гіпотезам про плоскі і криволінійні поверхні ковзання. Кількісні відмінності при використанні цих гіпотез практично не проявляються при розгляді тиску розпору, але цілком відчуваються для випадків утворення тиску відпору, особливо при значеннях кута контактної тертя близьких до значень кута внутрішнього тертя. Тут доречно згадати, що відомі експериментальні дослідження вказують на можливість використання будь-яких форм поверхонь ковзання при оцінці тиску розпору, але свідчать на користь криволінійних поверхонь при визначенні тиску відпору. У зв'язку з цим надалі при аналізі тиску розпору використовуватимемо, в основному, результати обчислень по плоских поверхнях ковзання, а при аналізі тиску відпору - розрахунки по криволінійних поверхнях.

Розглянемо вплив основних розрахункових параметрів системи "споруда - ґрунтове середовище" на якісні і кількісні характеристики напруженого стану ґрунту і, відповідно, на навантаження, що передаються їм на споруди у вигляді бічного тиску.

На графіках рис. 4. 4 - 4.7 приведені залежності " $E - u$ " (при різних значеннях параметра m) і " $E - m$ " (при різних значеннях переміщень), які дозволяють оцінити вплив v в прийнятій розрахунковій моделі кута

контактного тертя на якісні і кількісні показники напруженого стану системи "споруда - ґрунтове середовище".

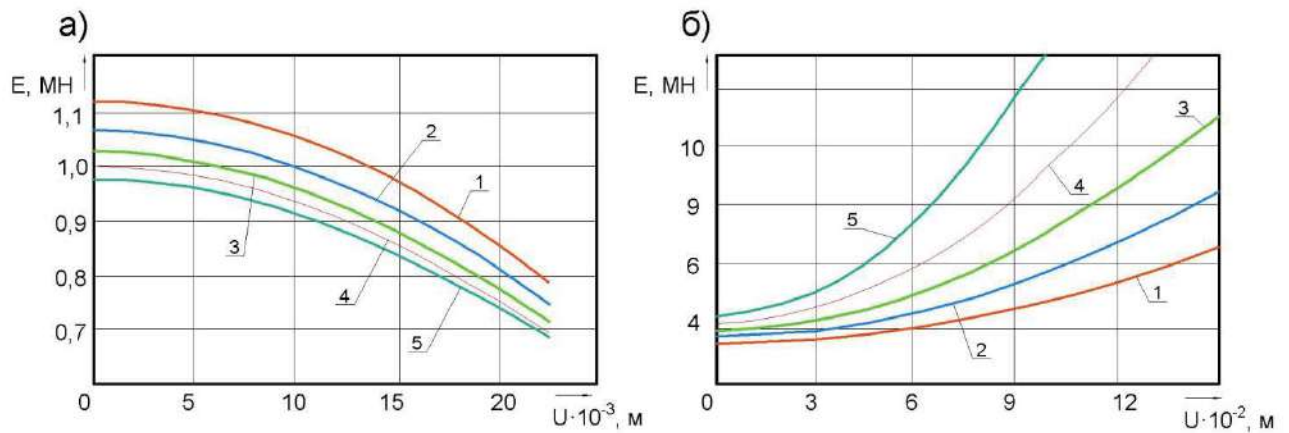


Рис. 4.4 Залежності бокового тиску ґрунту від поступального переміщення споруди при утворюванні розпiрного (а) і вiдпорного (б) тиску ґрунту при плоских поверхнях ковзання для рiзних значення параметра $m = 1, 2, 3, 4, 5$ – графіки, вiдповiдні значенням параметра $m = \delta/\phi = 0; 0,25; 0,5; 0,75; 1,0$.

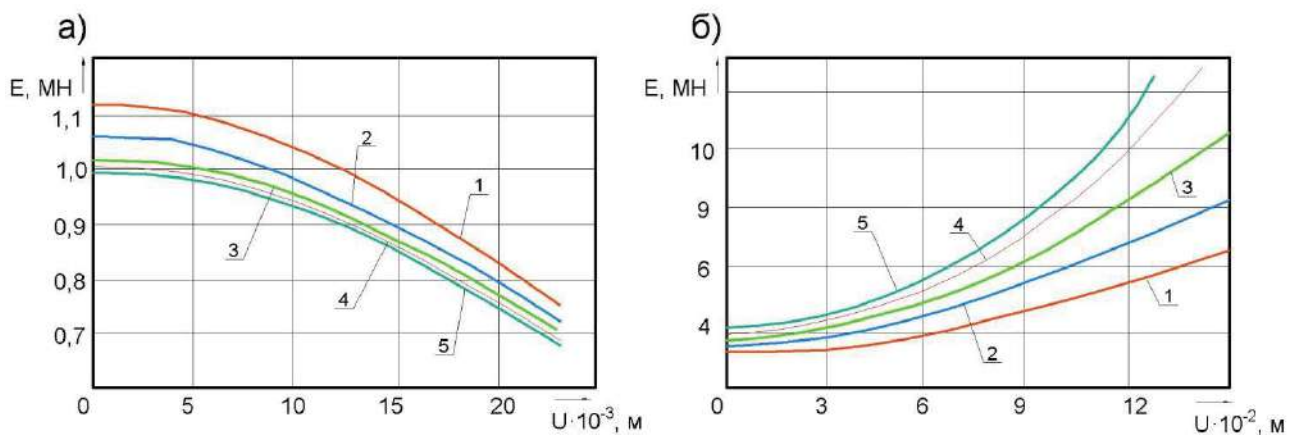


Рис. 4.5 Залежності бокового тиску ґрунту від поступального переміщення споруди при утворенні розпiрного (а) і вiдпорного (б) тиску ґрунту при криволiнійних поверхнях ковзання.

1, 2, 3, 4, 5 – графіки, вiдповiдні значенням параметра $m = d/f = 0; 0,25; 0,5; 0,75; 1,0$.

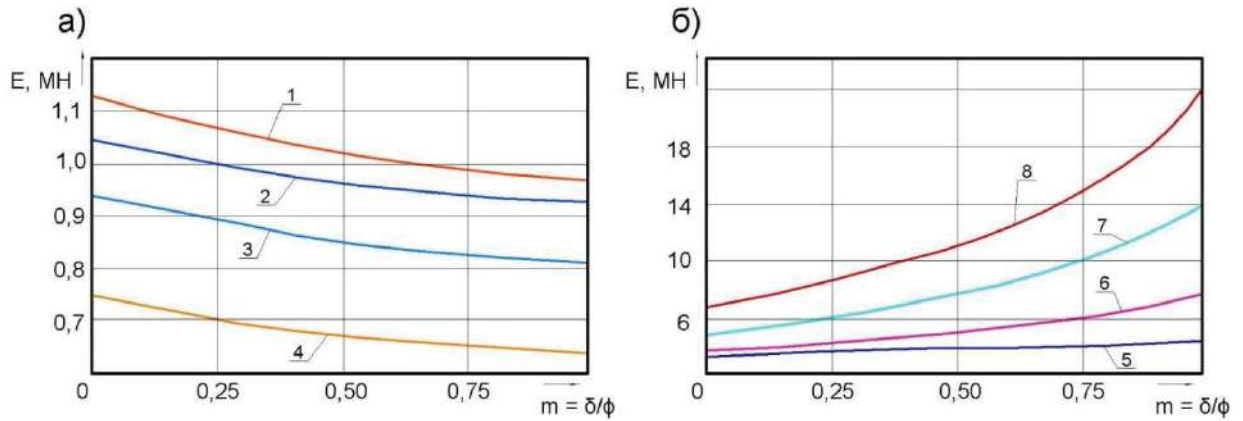


Рис. 4.6 Залежності бокового тиску ґрунту на споруду від параметра $m = \delta/\phi$ при утворенні розпiрного (а) і вiдпорного (б) тиску ґрунту при плоских поверхнях ковзання і поступальному перемiщеннi споруди
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 – графіки вiдповiдні значенням перемiщення споруди 2,25; 9,0; 15,75; 22,5 і 15,0; 60,0; 105,0; 150,0 мм.

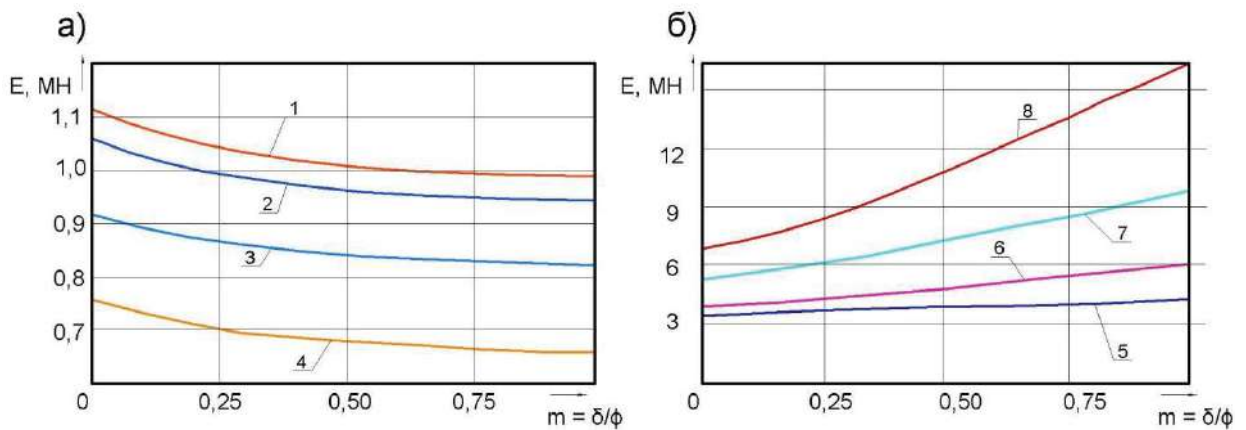


Рис. 4.7 Залежності бокового тиску ґрунту на споруду від параметра $m = \delta/\phi$ при утворенні розпiрного (а) і вiдпорного (б) тиску ґрунту при плоских поверхнях ковзання і поступальному перемiщеннi споруди;
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 – графіки вiдповiдні значенням перемiщення споруди 2,25; 9,0; 15,75; 22,5 і 15,0; 60,0; 105,0; 150,0 мм.

Як впливає з графіків на рис. 4.4, а і 4.5, а, в початковій стадії переміщень споруди від ґрунту засипки вплив кута контактного тертя (чи параметра m) більше в абсолютних величинах, чим у кінці інтервалу $[0; U_a]$, в той же час відносна різниця між значеннями тиску розпору на початку і у кінці цього інтервалу зберігається приблизно однаковою.

Зворотна картина спостерігається при переміщенні споруди на ґрунт (рис. 4.4, б і 4.5, б) : на початку інтервалу $(0; U_p)$ вплив кута δ в абсолютних величинах менший, ніж в його кінці; ще одна відмінність полягає в тому, що і відносна різниця між значеннями тиску відпору на початку і кінці даного інтервалу не залишається постійної - при тиску, близькому до тиску спокою вона у декілька разів менше, ніж при тиску, який наближається до пасивного.

Відмічені особливості графіків " $E - U$ " властиві як для схем, заснованих на гіпотезі про плоскі поверхні ковзання, так і для схем, що реалізують гіпотезу про криволінійні поверхні. В той же час, якщо для цих обох гіпотез кількісні параметри даних графіків для тиску розпору практично співпадають в усьому інтервалі варіюваних значень кута δ , то різниця в значеннях тиску відпору при плоских і криволінійних поверхнях дуже велика (досягає в розглянутих випадках півтора - двох разів) при значеннях параметра m близьких до одиниці (при малих m форма поверхні ковзання істотного впливу не робить).

Доречно відмітити, що при певних значеннях кутів α_o і β вказана різниця в значеннях тиску відпору, обумовлена відмінністю у формі поверхні ковзання, при кутах δ близьких до кута φ стає ще більше і досягає декількох разів.

З розгляду графіків залежностей бічного тиску ґрунту від параметра m при повороті контактної грані споруди на ґрунт і від ґрунту (рис. 4.8, а, б) слід зазначити незначний вплив кута контактного тертя на тиск розпору.

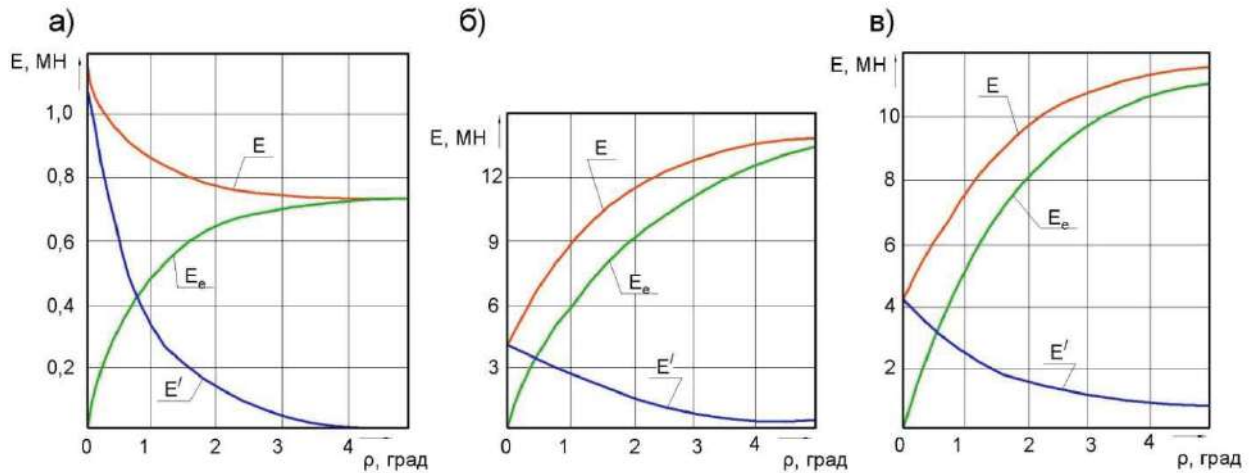


Рис. 4.8. Вплив параметра m на бічний тиск ґрунту при повороті споруд.

а і б - залежності тиску розпору і відпору відповідно від повороту споруди; 3, 4, 5 – графіки, що відповідають значенням параметра m , рівним 0; 0,25; 0,50; 0,75; 1,0; 6, 7, 8 - графіки, що відповідають значенням кута повороту контактної грані стінки відносно її низу 1,0; 2,5; 5,0.

При зміні m від 0,5 до 1,0 криві " $E - \rho$ " практично співпадають а в інтервалі $0 \leq m \leq 0,5$ різниця в значеннях тиску розпору не перевищує 20 %. Проте вплив кута контактної тертя дуже істотний на тиск відпору. Так, для розглянутого випадку вертикальної контактної грані і горизонтальної поверхні засипки різниця в значеннях тиску відпору в інтервалі $0 \leq m \leq 1$ може досягати 100% и більше. У зв'язку з останньою обставиною представляють інтерес графіки на рис. 4. 8, в, ілюструючи залежності " $E - m$ " при різних кутах повороту стінки. З них видно, що збільшення кута ρ приводить до істотно більшого впливу кута контактної тертя на значення тиску відпору засипки на стінку. Так, при $\rho = 1^\circ$ для значень параметра m в інтервалі $0 \leq m \leq 1$ значення E змінилися в 1,7 разу, в той час, як $\rho = 5^\circ$ зміна склала 2,2 разу. Отже, чим більше кут повороту контактної

грані стінки на ґрунт, тим важливіше правильний облік кута контактної тертя при оцінці мобілізованого відпору ґрунту.

Графіки, що ілюструють вплив кута нахилу контактної грані споруди до вертикалі на значення бічного тиску ґрунту на споруду, приведені на рис. 4.9 і 4.10.

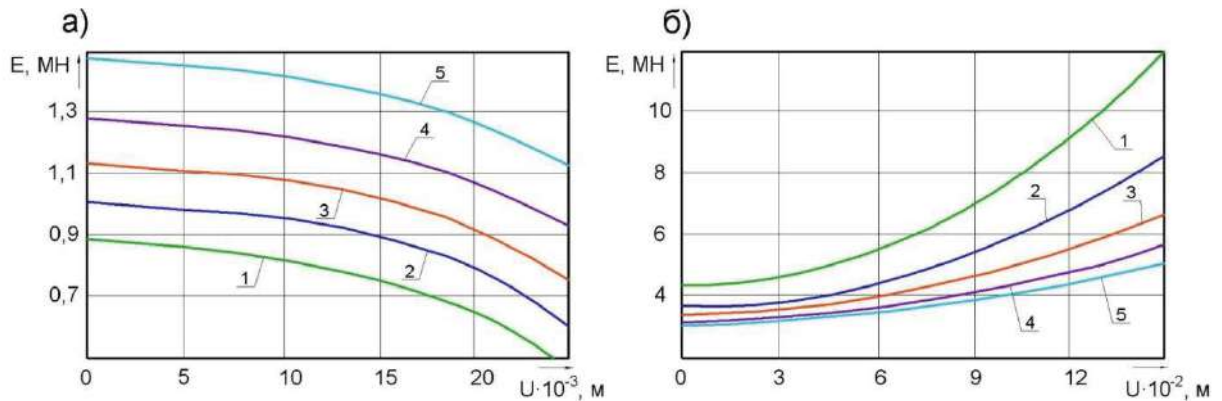


Рис. 4.9. Залежності розпірного (а) і відпорного (б) тиску ґрунту на споруду від поступального переміщення при різних кутів нахилу контактної грані до вертикалі. 1, 2, 3, 4, 5 – графіки, відповідні значенням α_0 рівним від мінус 20; мінус 10; 0; до 10; 20°.

Графічні залежності " $E - u$ ", побудовані для різних за величиною і направленням кутів α_0 , якісно подібні і нелінійні. Причому, якщо для розпірного тиску (див рис. 4.9, а) ці графіки мають подібний характер при усіх розгляданих значеннях куту α_0 , то для тиску відпору (див. рис. 4.9, б) кривизна графіків " $E - u$ " більше для стінок, контактна грань яких нахилена на ґрунт (чим більше нахил, тим вищий ступінь не лінійності відповідною кривою). Для пологих стінок дана залежність для тиску відпору допускає лінійну апроксимацію. Отримані на основі обробки графіків, представлених на рис. 4.9, залежності " $E - \alpha_0$ " (див. рис. 4.10) близькі до лінійних у разі тиску розпору і мають нелінійний характер при тиску відпору окрім

графіків, що відповідають початковим невеликим переміщенням і що допускають лінійну апроксимацію).

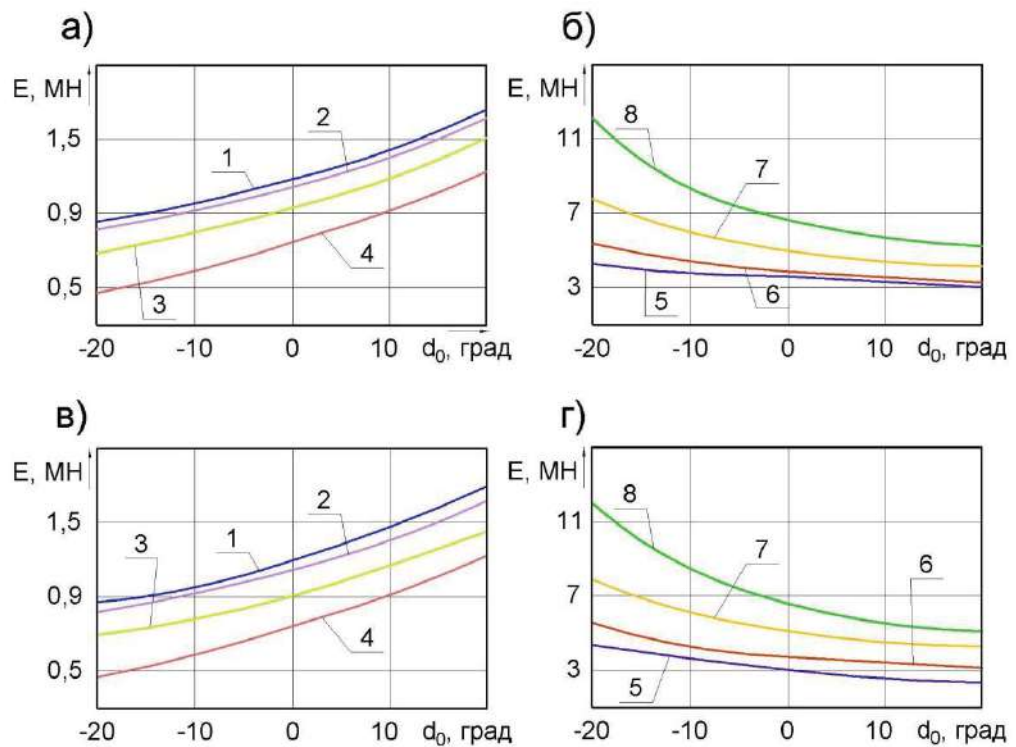


Рис. 4.10 Залежності розпірного (а, в) і відпорного (б, г) тиску ґрунту на споруду від куту нахилу до вертикалі при поступальному переміщенні споруди.

а, б – при плоских поверхнях ковзання;

в, г – при криволінійних поверхнях ковзання ;

1, 2, 3, 4 - графіки, відповідні зміщенням споруди 2,25; 9,0; 15,75; 22,5 мм;

5, 6, 7, 8 - графіки, відповідні зміщенням споруди 15,0; 60,0; 105,0; 150,0 мм.

Характер даних залежностей зберігається як при плоских, так і при криволінійних поверхнях ковзання (см рис. 4.10). Оцінюючи вплив параметра α_0 кількісно слід зазначити наступне: він позначається на зміні величини тиску в розглянутому інтервалі переміщень найсуттєвіше при негативних значеннях α_0 (до 80 % при тиску розпору і до трьох разів при відпорі) і в значно меншому ступені при позитивних значеннях α_0 (до 30 % при розпорі і до півтора разів при тиску) відпору.

Таким чином, кут нахилу грані споруди, що контактує з ґрунтом, робить істотний як якісний, так і кількісний вплив на залежності бічного тиску ґрунту від переміщення споруди.

Не менш помітним є вплив і кута нахилу поверхні засипки до горизонту, що виходить з графіків, приведених на рис. 4.11 - 4.13.

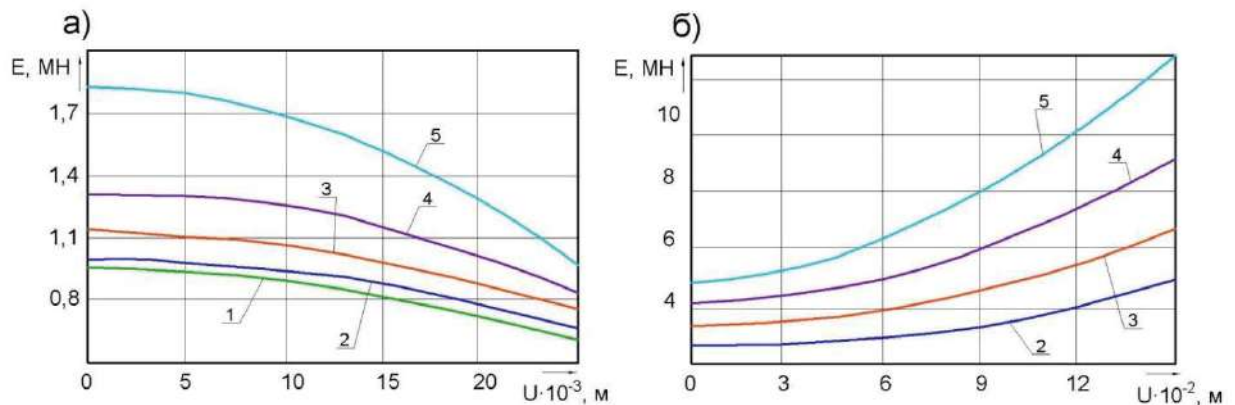


Рис. 4.11. Залежності розпірного (а) і відпорного (б) тиску ґрунту на споруду від поступального переміщення при різних кутах нахилу поверхні засипки до горизонту.

1, 2, 3, 4 - графіки, відповідні значенням $\beta =$ мінус 20; мінус 10; 0; 10; 20°.

Відмічена обставина характерна як для тиску (рис. 4.11) розпору, так і для відпору. Відмінності ж в цих двох видах бічного тиску ґрунту позначаються на кривизні графіків " $E - \beta$ " при різних стадіях переміщення споруди (рис. 4.12). Так, для тиску розпору графіки " $E - \beta$ " при початкових переміщеннях споруди мають явно виражений нелінійний характер (як для плоских, так і для криволінійних поверхонь ковзання), в той час, як у кінці інтервалу переміщень $[0; U_a]$ ці графіки близькі до прямолінійних. У разі тиску відпору спостерігається протилежна картина: при невеликих зміщеннях контактної грані дана залежність майже лінійна, а у кінці інтервалу $[0; U_p]$ відповідні графіки (для обох типів поверхонь ковзання) криволінійні. Вказані відмінності позначаються і на кількісній оцінці значень бічного тиску

грунту. Наприклад, при тиску розпору, близькому до тиску спокою, зміни кута нахилу поверхні засипки в інтервалі $-20^{\circ} \leq \beta \leq 20^{\circ}$ призводить до відповідної зміни тиску до двох разів, а при тиску розпору, що наближається до активного, відповідна зміна не перевищує півтора разів.

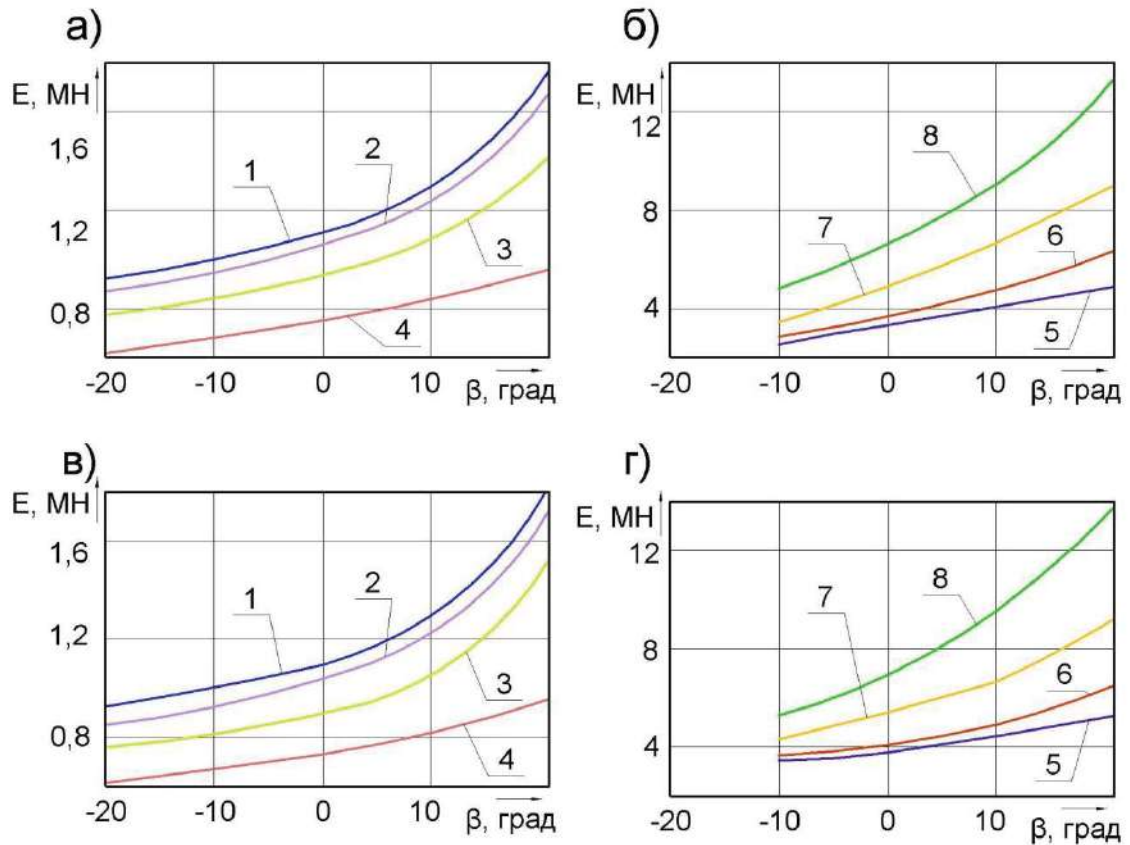


Рис. 4.12. Залежності розпирного (а) і відпорного (б, г) тиску ґрунту на споруду від кута нахилу поверхні засипки до горизонту при поступальному переміщенні споруди.

а, б – при плоских поверхнях ковзання; в, г – при криволінійних поверхнях ковзання ; 1, 2, 3, 4 - графіки, відповідні значенням зміщенням споруди 2,25; 9,0; 15,75; 22,5 мм; 5, 6, 7, 8 - графіки, відповідні значенням зміщенням споруди 15,0; 60,0; 105,0; 150,0 мм.

Так, ступінь нелінійності графіків " $E - \beta$ " значно вище при підйомі денної поверхні ґрунту, в той час, як при його зниженні кривизна розгляданих залежностей зменшується (але не зводить їх до лінійних).

У аналогічній кінематичній ситуації тиск відпору на початку переміщення споруди може змінитися на від 15 до 20 %, а при наближенні до пасивного тиску - в два рази. У всіх розглянутих випадках збільшення бічного тиску, супроводжує зростання значень кута β , менш значно на 10 - 20 %, при негативних значеннях цього кута, чим при позитивних (до двох разів).

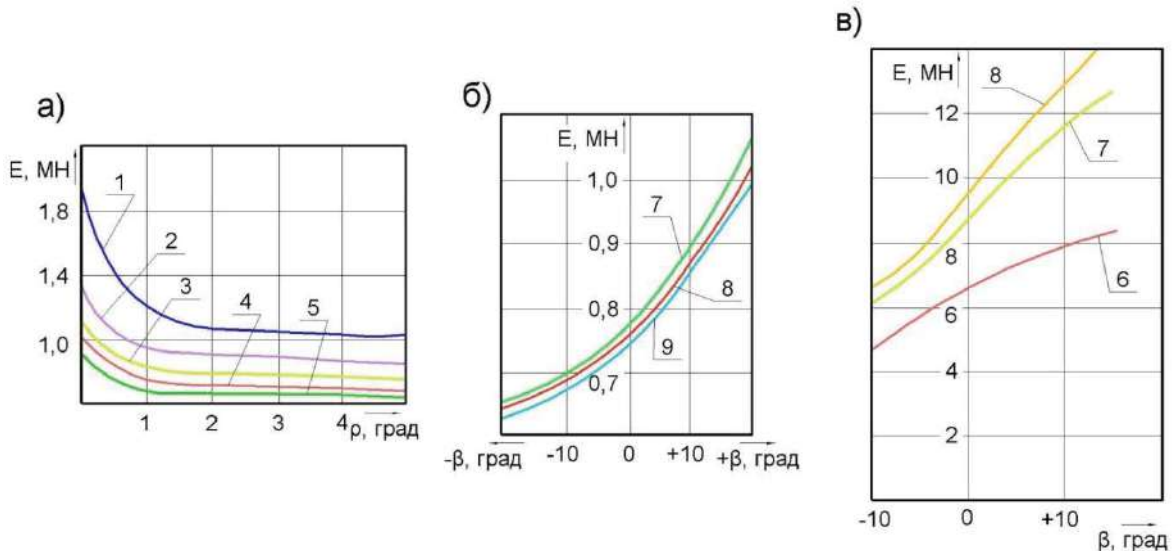


Рис. 4.13 Вплив кута нахилу денної поверхні засипки до горизонту.

а – залежність розпірного тиску ґрунту на споруду від куту повороту останнього при різних значеннях куту β ; б, в – залежності відпорного і розпірного тиску ґрунту відповідно від куту β при різних значеннях куту повороту; 1, 2, 4, 4, 5 - графіки, відповідні значенням куту β , рівним 20, 10, 0, мінус 10, мінус 20⁰; 6, 7, 8, 9 - графіки, відповідні значенням куту β , рівним 1; 2,5; 5; 7⁰.

Приведені на рис. 4.13 графіки, на яких представлено вплив кута β на бічний тиск засипки на стінку при повороті її контактної грані на ґрунт і від ґрунту, також свідчать про найбільш суттєвий вплив положення денної поверхні засипки на початку повороту стінки (значення тиску розпору відрізняються до двох разів) і про значно менший вплив при граничних значеннях кута ρ (значення тиску відрізняються до 20 %).

Порівняння кривих " $E - \beta$ " при розпірному і відпорному тисках (рис. 4.13, б і 4.13, в) дозволяє говорити про приблизно однаковий вплив кута (на крайні (при екстремальних величинах кута β) значення бічного тиску. Проте характер даних кривих різний - при тиску розпору їх нелінійність виражена значніше, ніж при відпору (при поступальних переміщеннях споруди на ґрунт і від ґрунту такі якісні відмінності не зафіксовані).

4.1.3 Оцінка впливу параметра α

Як відзначалося в розділі 2 при розгляді вживаної розрахункової моделі, значення параметра α , використовуюваного при визначенні межі між зонами граничного і дограничного напруженого стану ґрунту, може бути набуто на основі відомих експериментальних даних про систему "споруда - ґрунтове середовище". Зокрема, при визначенні тиску розпору (у межі - активного) значення даного параметра можуть бути визначені в інтервалі від 0,001 до 0,002, а при знаходженні тиску відпору (у межі - пасивного) - в інтервалі від 0,01 до 0,03.

Межі приведених інтервалів призначені по найчастіше співпадаючим даним різних дослідників [6, 8, 44, 45, 69] і відповідає сучасним міжнародним стандартам про співвідношення узагальнених переміщень і висоти споруди [84, 89], що, втім, не унеможлиблює в окремих випадках вихід значення параметра α за межі прийнятого інтервалу.

У зв'язку з тим, що значення параметра α визначено лише приведеними вище інтервалами, представляється необхідним оцінити вплив точності завдання значення параметра α у межах цих інтервалів і похибки при визначенні бічного тиску, обумовлені розкидом значень α (у тому числі, порівняти ці погрішності з впливом точності завдання інших початкових даних розрахунковій моделі). Для вирішення поставленої задачі виконано чисельне моделювання системи "споруда - ґрунтове середовище", що

розглядається в цьому розділі, при різних значеннях параметра α , а також (для порівняння) при різних значеннях кута внутрішнього тертя ґрунту і його питомої ваги. На рис. 4.14 і 4.15 приведені залежності тиску розпору і відпору від поступального переміщення підпірної стінки при різних значеннях параметра α (для вертикальної і похилої контактної грані стінки, а також для горизонтальної і похилої денної поверхні ґрунту).

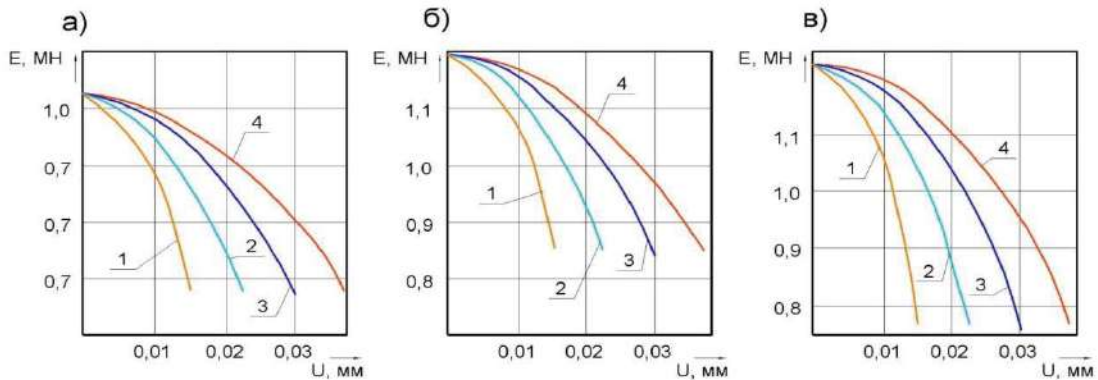


Рис. 4.14. Залежності розпирного тиску ґрунту від поступального переміщення споруди при різних значеннях параметра α .

а – $\alpha_0 = 0$; $\beta = 0$; б – $\alpha_0 = 10$; $\beta = 0$; в – $\alpha_0 = 0$; $\beta = 10$;

1, 2, 3, 4 – графіки, відповідні значенням $\alpha = 0,001$; $0,0015$; $0,002$; $0,0025$.

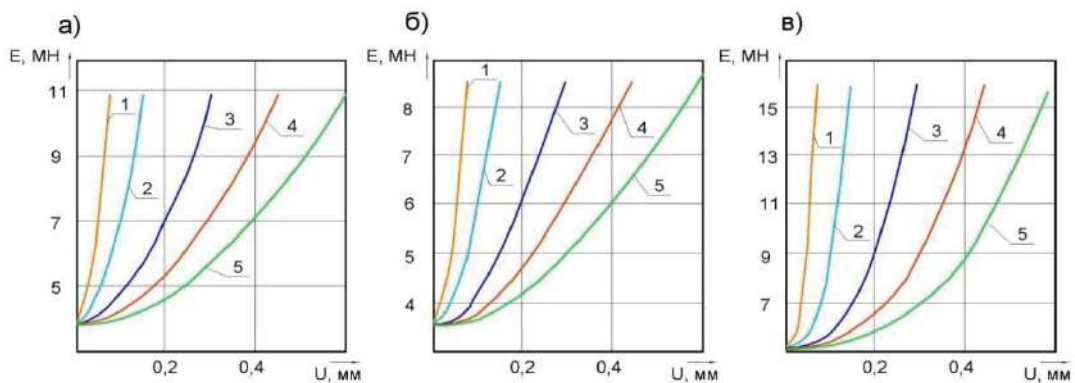


Рис. 4.15. Залежності відпорного тиску

ґрунту від поступального переміщення споруди при різних значеннях параметра α

а – $\alpha_0 = 0$; $\beta = 0$; б – $\alpha_0 = 10$; $\beta = 0$; в – $\alpha_0 = 0$; $\beta = 10$; 1, 2, 3, 4, 5 –

графіки, відповідні значенням $\alpha = 0,005$; $0,01$; $0,02$; $0,03$; $0,04$.

Обробка цих графіків дозволила отримати безпосередньо залежності " $E - \alpha$ ", поміщені на рис. 4.16.

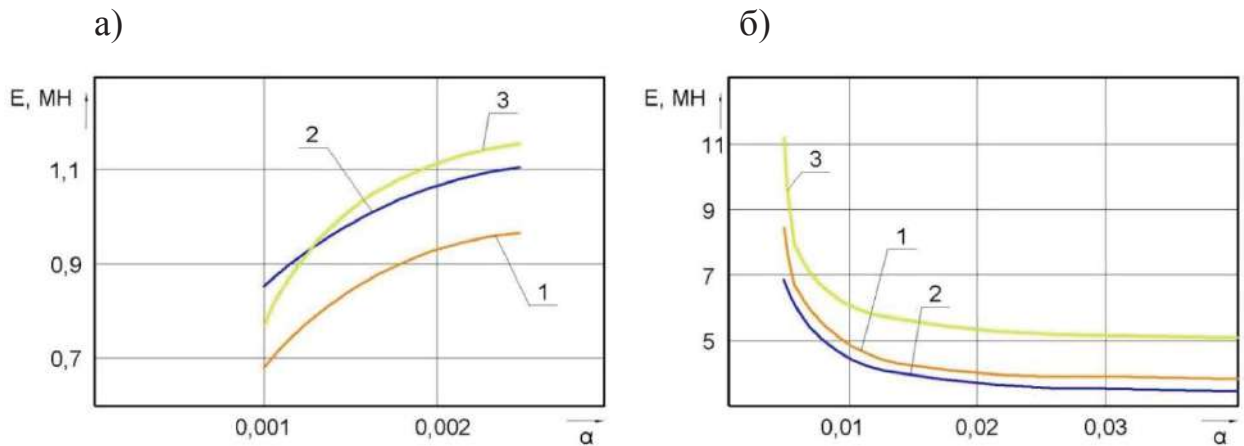


Рис. 4.16. Залежності бокового тиску ґрунту від параметра α при поступальному переміщенні споруди.

а – розпирний тиск; б – відпорний тиск;

1, 2, 3 – графіки, відповідні значенням кутів $\alpha_0 = 0$ і $\beta = 0$; $\alpha_0 = 10$ і $\beta = 0$; $\alpha_0 = 0$ і $\beta = 10$;

З приведених даних виходить, що вплив параметра α_0 найбільш суттєвий на початку та в першій половині даних інтервалів, в той час, як у кінці інтервалів воно менш значне. Оцінюючи в цілому вплив значення α_0 , відмітимо, що його збільшення в два рази (від 0,001 до 0,002) викликає зростання тиску розпору від 1,35 до 1,45 разу (залежно від геометрії підпірної стінки і поверхні ґрунту), причому в першій половині інтервалу зростання складає 1,24 рази, в той час, як в другій - лише від 1,11 до 1,15 рази. Розглядаючи тиск відпору, відмітимо, що збільшення параметра α_0 в три рази (з 0,01 до 0,03) призводить до зниження значення E у від 1,8 до 1,29 разу (залежно від топології досліджуваної системи), причому в першій половині інтервалу зменшення складає від 1,60 до 1,15 разу в той час, як в другій - тільки від 1,06 до 1,03 разу.

Таким чином, задаючи значення параметра α_0 в середині даних інтервалів можна отримати максимальну похибку при знаходженні розпірного тиску, що не перевищує 15 % при заниженні і 24 % при завищенні α відносно його можливих крайніх значень; а при визначенні відпорного тиску - відповідно, що не перевищує, 60 % і 6 %.

Для поширеного окремого випадку вертикальної стінки ($\alpha = 0$) і горизонтальній поверхні засипки ($\beta = 0$) ці похибки суттєво нижчі і складають до 12 % для розпірного і до 20 % для відпорного тиску .

Якщо обмежитися половинним інтервалом значень α (тобто від 0,0015 до 0,002 для розпірного тиску і від 0,02 до 0,03 для відпорного), то похибка у визначенні бічного тиску істотно знижується і відповідно складає близько 10% і 5%, що лежить в межах точності інженерних розрахунків, що зазвичай приймається для даних споруд.

Графіки залежності бічного тиску ґрунту на контактну грань підпірної стінки при її повороті на ґрунт і від ґрунту при різних значеннях параметра α приведені на рис. 4.17.

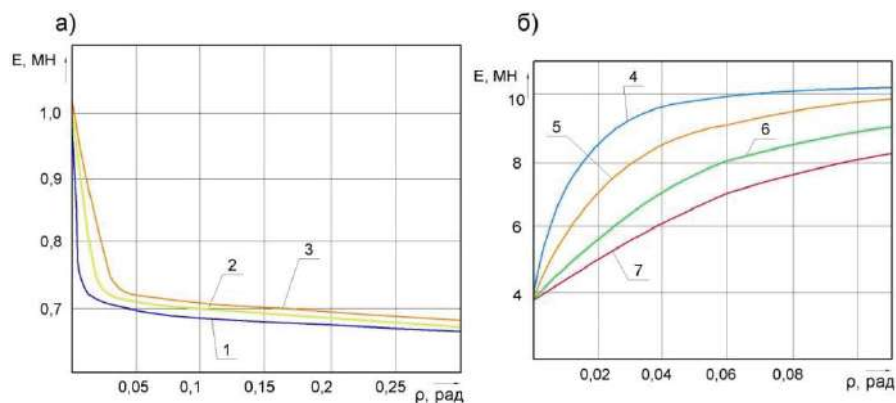


Рис. 4.17 Залежності розпірного (а) і відпорного (б) бокового тиску ґрунту на споруду від кута його повороту відносно низу при різних значеннях параметра α .

1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 – графіки, відповідні значенням параметра α рівним 0,001; 0,002; 0,003; 0,005; 0,01; 0,02; 0,03.

З них слідує, що в найбільшій мірі вплив параметра α позначається при початкових значеннях кута повороту контактної грані (в обох напрямленнях), при цьому значення розпірного тиску змінюються до 30 %, а відпорного - до 50 %. Однак, на більшій частині інтервалу змінення кута ρ (приблизно на 80% цього інтервалу, включно значення, при яких значення тиску наближаються до екстремальним) вплив параметра α незначний. Так, при збільшенні α в три рази значення розпірного тиску при повороті стінки від ґрунту на кут (в радіанах) $0,05 = < \rho \geq 0,3$ зростають тільки до 5 %, а при збільшенні α в 6 разів значення відпорного тиску при повороті стінки на ґрунт на кут (в радіанах) $0,06 = < \rho \geq 0,1$ зростають лиш від 30 до 35 % (при рості параметра α в три рази відпорний тиск збільшується від 10 до 15 %).

Аналогічні висновки можуть бути зроблені і на підставі більш наглядних для обговорюваного питання графіків залежностей " $E - \alpha$ ", отриманих для різних значень кута повороту контактної грані підпірної стінки на ґрунт і від ґрунту і приведених на рис. 4.18.

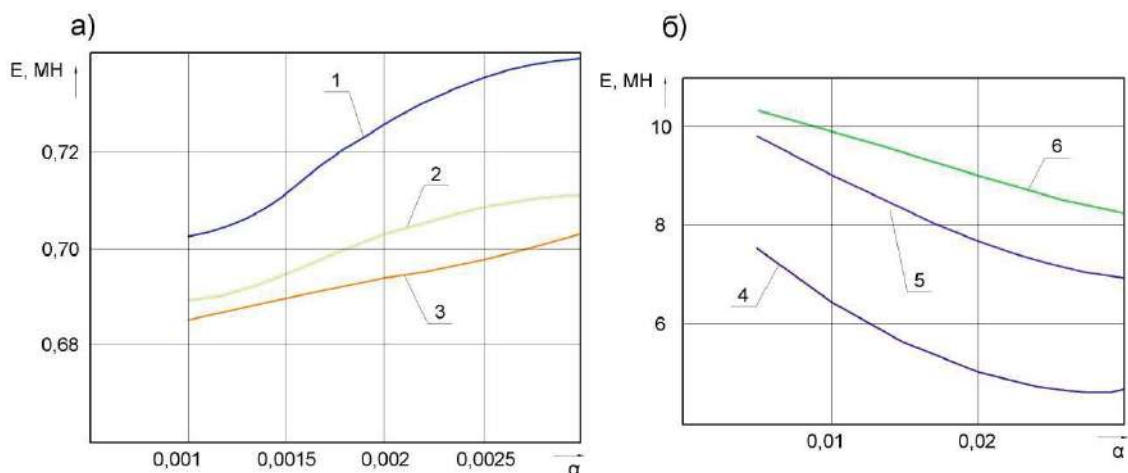


Рис. 4.18 Залежності розпірного (а) і відпорного (б) бокового тиску ґрунту на споруду параметра α при різних кутах повороту контактної грані стінки відносно низу.

1, 2, 3, 4, 5, 6 – графіки, відповідні значенням кута ρ , рівним 0,03; 0,06; 0,09; 0,015; 0,055 и 0,105.

Таким чином, і при повороті стінки (в більшій частині інтервалу значень кута ρ) похибка в визначанні значень бокового тиску ґрунту, обумовлена можливою неточністю завдання параметра α , в застосованій розрахунковій моделі вельми невелика і може вважатися прийнятною.

Аналіз впливу точності завдання параметра α у зіставленні з точністю завдання інших вихідних даних розрахункової моделі (питомої ваги ґрунту та його кута внутрішнього тертя) може бути виконаний на підставі розрахункових графіків, приведених на рис. 4.19 – 4.21.

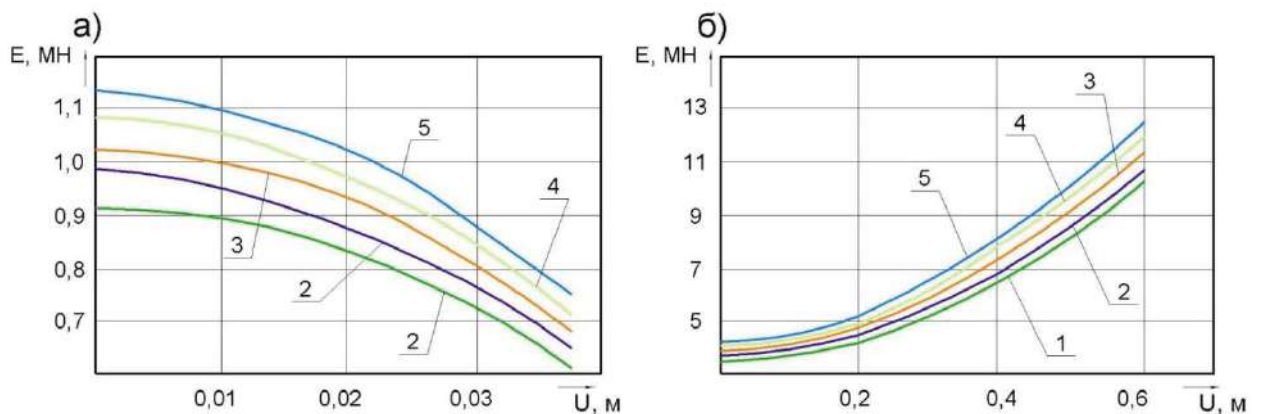


Рис. 4.19 Залежності розпiрного (а) і вiдпорного (б) бокового тиску ґрунту вiд перемiщення споруди при рiзних значеннях питомої ваги ґрунтового середовища.

1, 2, 3, 4, 5 – графікі, вiдповiдні значенням γ , рiвним 18; 19; 20; 21 и 22 кН/м^3 .

Так, із залежностей " $E-u$ " при рiзних значеннях γ (рис. 4.19), а також отриманих на їх пiдставі лiнійних залежностей " $E - \gamma$ " (рис. 4.20) слiдує, як це і можливо було чекати, пряма пропорцiональнiсть мiж погрiшностями при завданні значень γ і при отриманні значень E .

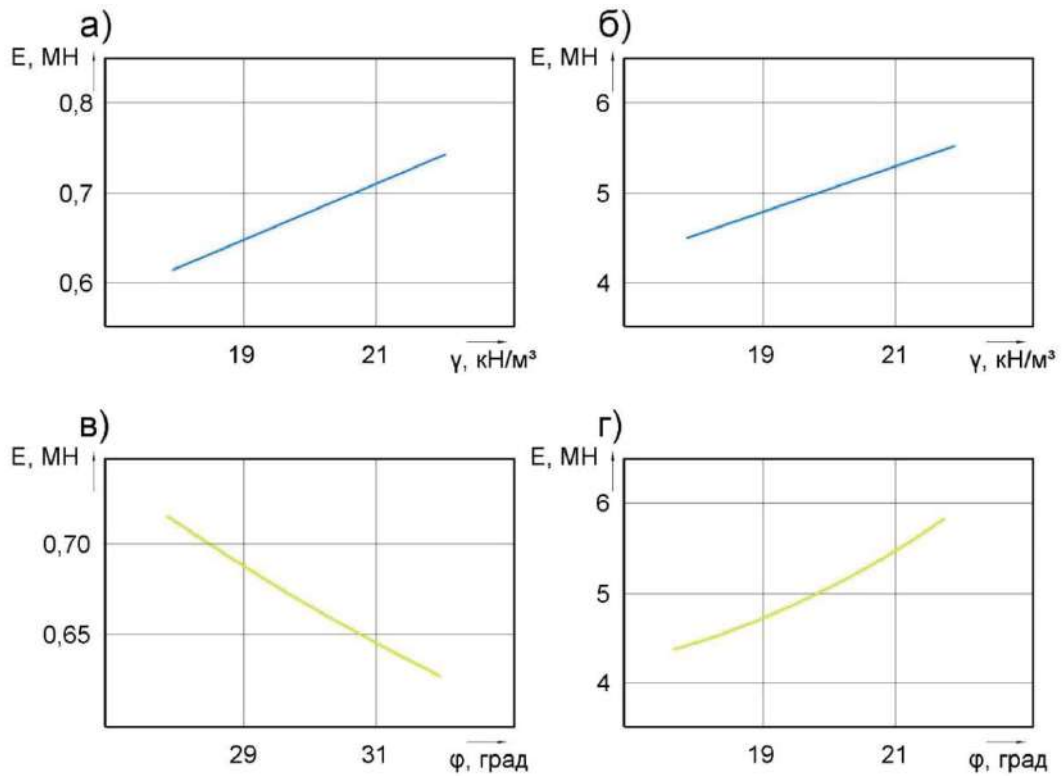


Рис. 4.20. Залежності бокового тиску ґрунту від питомої ваги (а, б) і кута внутрішнього тертя ґрунту (в, г).

а, в – розпирний тиск; б, г – відпорний тиск.

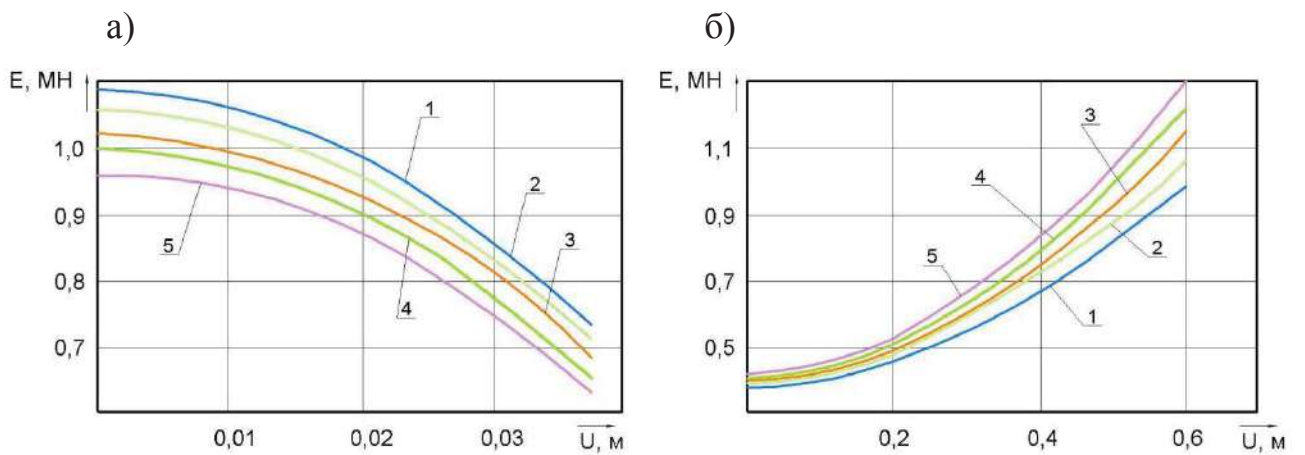


Рис. 4.21. Залежності розпирного (а) і відпорного (б) бокового тиску ґрунту від переміщення споруди при різних значеннях кута внутрішнього тертя ґрунту

1, 2, 3, 4, 5 – графіки, відповідні значенням ϕ , рівним 28; 29; 30; 31 и 32°.

Із залежностей " $E - u$ " при різних (но близьких) значеннях φ (рис. 4.21) також отримані близькі до лінійних залежностей " $E - \varphi$ " (рис. 4.20, а, б), і, відповідно, пропорціональність, що наближається до прямої, між похибками при заданні значень φ (в невеликому інтервалі значень цього кута, що розглядається, но характерному для піщаних ґрунтів зворотних засипок причалів) і при отриманні значень E .

З приведених даних слідує, що похибка із значеннями від 15 до 20 % в значеннях бокового тиску (як це слідує із залежностей " $E - \gamma$ " и " $E - \varphi$ "), обумовлена той же похибкою при заданні значень γ і φ , фіксується, як це показано вище, при різниці в заданні значень параметра α в рази.

Отже, "чутливість" значень бічного тиску ґрунту до точності задання основних фізико - механічних характеристик ґрунтового середовища значно вища, ніж по відношенню до точності задання параметра α , що свідчить про можливість використання значень цього параметра з прийнятих вище інтервалів.

4.2 Інноваційне рішення: буронабивні палі як несучий елемент гравітаційно - пальових споруд

Як відмічене в підрозділі 1.2, основна ідея гравітаційно - пальових модулів полягала у використанні гравітаційної складової конструкції вище за рівень основи споруди як підпірної стінки, яка сприймає бічні навантаження від тиску розпору зворотної засипки, і в застосуванні пальових опор, конструктивно пов'язаних з несучими елементами підпірної стінки для передачі вертикального навантаження на глибинні шари ґрунтової основи.

Ефективність раціонального розподілу зусиль в такій системі «підпірна стінка - пальова опора - ґрунтове середовище» в той же час не позбавляє дане рішення від деяких технологічних і технічних недоліків, до яких можна віднести :

- проблематичність забезпечення розташування опорних елементів на одній висоті після занурення пальових опор (палі в різних місцях по довжині споруди можуть бути занурені на різну глибину зважаючи на неоднорідність властивостей ґрунтової основи), що ускладнює технологію зведення підпірної стінки
- обмеження по діаметру пальових опор і необхідність ув'язки їх діаметру з габаритами і конструкцією залізобетонних блоків, що знижує несучу здатність споруди в цілому, а також призводить до збільшення довжини пальових опор (тобто зростає матеріаломісткість і вартість споруди).

Як показує аналіз умов роботи гравітаційно - пальових споруд, опорна п'ята яких жорстко сполучена зі пальовою опорою, до основних вимог, що пред'являються до опор, можуть бути віднесені наступні:

- забезпечення умов міцності пальових опор при спільній дії силових і моментних навантажень (найбільш навантаженими перерізами палі є переріз в місці затискання опори в ґрунті дна і переріз в місці закладення палі в опорній п'яті)
- забезпечення необхідних параметрів деформованості палі (з одного боку - обмеження деформацій / переміщень в місці закладення палі в опорній п'яті, оскільки остання служить опорою підпірної стінки; з іншого боку - забезпечення деформацій / переміщень підпірної стінки, достатніх для реалізації активного бічного тиску засипки на стінку)
- забезпечення необхідної несучої здатності пальової опори при сприйнятті як ваги підпірної стінки, так і експлуатаційного навантаження.

Представляється, що перелічені вище вимоги найефективніше можуть бути задоволені у разі використання як опор буронабивних паль на відрітку від зони розташування опорної п'яти до нижнього кінця палі (рис 4.22).

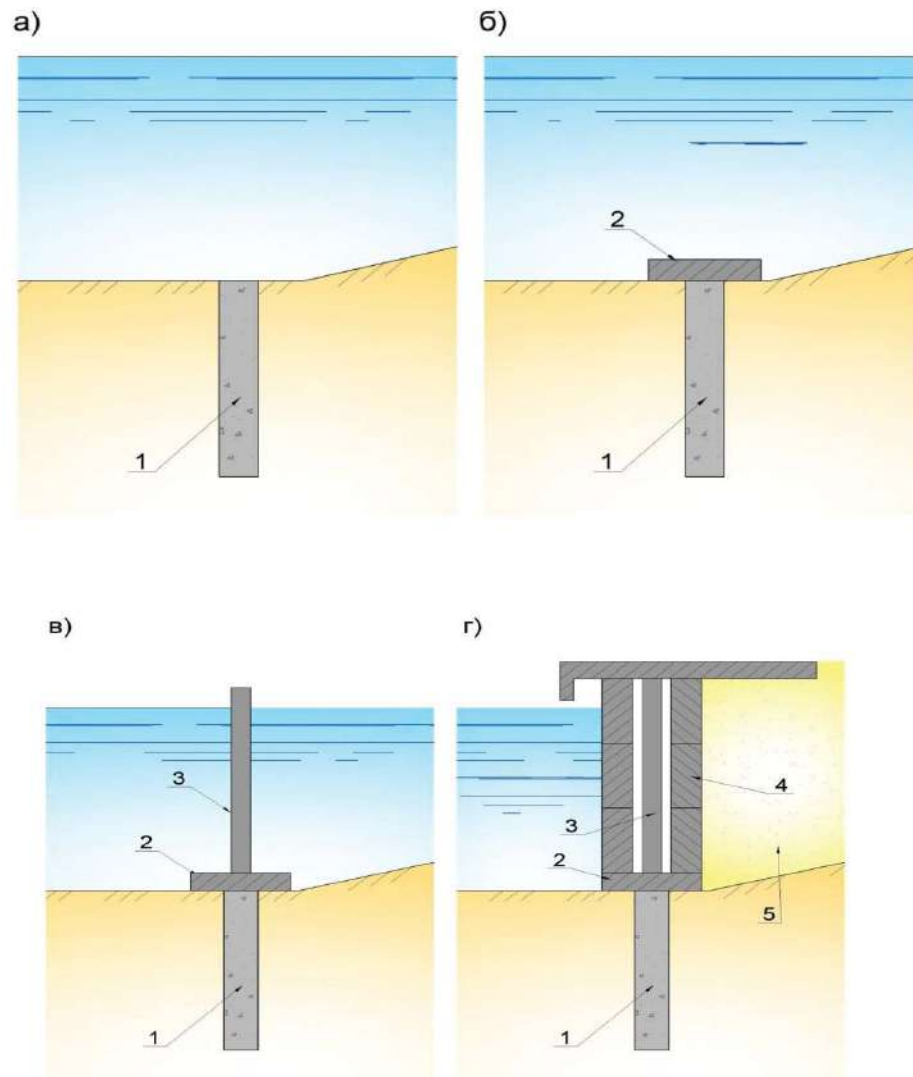


Рис. 4.22. Інноваційне рішення гравітаційно - пальової споруди.

а - етап 1 (облаштування буронабивних паль); б - етап 2 (монтаж фундаментних плит); в - етап 3 (омонолічування буронабивних паль і несучих колон); г - етап 4 (монтаж гравітаційної стінки і облаштування території); 1 – буронабивні палі; 2 – опорні елементи (фундаментні плити); 3 – несучі колони ; 4 – залізобетонні блоки; 5 – зворотна засипка; 6 – верхня будова.

Дійсно, можливість варіювання мірою армування палі по її довжині (відповідні посилення армокаркасу в заданих місцях) дозволяє найоптимальніше забезпечувати сприйняття максимальних зусиль в місцях закладення палі в опорній п'яті і в ґрунті основи.

Крім того, верхня частина палі, яка примикає до зони розташування опорної п'яти, може бути виконана великим діаметром, і відповідно, з більшою несучою здатністю при сприйнятті силових і моментних навантажень.

Сучасне устаткування для облаштування буронабивних паль [24, 31, 79] дозволяє забезпечувати практично будь-який проектний діаметр пальових опор. Наприклад, установки німецької фірми «Бауер» серії BG дозволяють влаштовувати палі діаметром в інтервалі від 0,6 м до 3,0 м.

Залежно від планового розташування гідротехнічної споруди, що будується, буріння свердловин для облаштування буронабивних паль може здійснюватися як з берега (наприклад, з існуючого причалу або іншого об'єкту), так і з плавучого засобу (баржі, понтона і тому подібне), закореного у відповідному положенні. Зазвичай буріння нижче рівня дна водойми виконують в обсадній трубі, яку поступально витягають з ґрунту у міру схоплювання бетонного розчину, що подається у свердловину.

Суцільний нижній кінець буронабивної палі забезпечує значно більш велику несучу здатність при дії осьових стискаючих навантажень, чим при використанні металевих трубчастих опор або паль-оболонок. Нарешті, можливість варіювання жорсткістю буронабивної палі (як за рахунок відповідного виконання армокаркасу, так і варіюванням діаметру) дозволяє забезпечувати проектні вимоги по деформаціях / переміщенням споруди.

На рис. 4.22 зображені основні етапи зведення підпірної стінки. Спочатку влаштовують буронабивні пальові опори 1 (етап 1 - рис 4.22, а), після чого в рівні дна виконують опорні елементи 2 у вигляді фундаментної плити (етап 2 - рис 4.22, б).

Верхні кінці буронабивних опор 1 і нижні кінці несучих вертикальних колон 3 омоноличують, як один з одним, так і з опорним елементом 2 (етап 3 - рис 4.22, в).

Потім на пальові опори встановлюють залізобетонні блоки 4 з опертям нижнього блоку на опорний елемент 2 (етап 4 - рис 4.22, г), закладають вертикальні шви між блоками для забезпечення ґрунтоізоляції підпірної стінки, виконують зворотну піщану засипку 5 і монтують верхню будову 6.

Технологічною перевагою такого інноваційного рішення (автором отриманий патент на винахід [22]) є забезпечення можливості розташування опорних елементів на одній висоті (оскільки їх виконують після облаштування буронабивних пальових опор), що спрощує і здешевлює технологію зведення підпірної стінки. При цьому відсутні обмеження по діаметру буронабивних пальових опор (їх діаметр не треба пов'язувати з габаритами і конструкцією залізо бетонних блоків), що дозволяє забезпечувати необхідну несучу здатність споруди при невеликій довжині пальових опор (тобто знижується матеріаломісткість і вартість споруди).

Слід також відмітити гнучкість в прийнятті і реалізації оптимального проектного рішення за рахунок того, що буронабивні палі і опорні колони можуть бути різного діаметру.

При проектуванні даних споруд специфіка конструкції відбивається в прикладанні зовнішніх силових дій на стадії її експлуатації. Так, вертикальні навантаження - від перевантажувальних механізмів (у разі розташування підкранових балок по головах опорних колон), від власної ваги гравітаційної частини споруди (через фундаментні плити) - передаються за допомогою буронабивних паль на ґрунтову основу. При цьому габарити (розміри поперечного перерізу і довжина) паль визначаються з умови забезпечення їх необхідної несучої здатності по ґрунту. Горизонтальні навантаження (бічний тиск ґрунту, суднові навантаження і інше), що сприймаються гравітаційною підпірною стінкою, трансформуються в сили тертя на контактні нижнього блоку стінки з фундаментною плитою і момент, що вигинає, які впливають на пальові опори споруди.

У зв'язку з цим важливу роль грає правильний облік початкового напруженого і поточного деформованого станів споруди, що впливають на остаточний розподіл і величину горизонтальних навантажень (див. розробки, приведені в розділах 3 і 4).

4.3 Висновки до розділу 4

У цьому розділі вивчені основні питання застосування при технічній експлуатації портових гідротехнічних споруд кінематичних методів аналізу напружено - деформованого стану системи «підпірна стінка - ґрунтове середовище», заснованих на моделі змішаного напруженого стану ґрунту і орієнтованих на гравітаційні стінки досліджуваних в справжній роботі конструкцій гравітаційно – пальового типу.

В результаті математичного моделювання роботи жорсткої підпірної стінки отримані нові дані про вплив як геометрії експлуатованої споруди, так і основних фізико - механічних характеристик ґрунтового середовища

Апробація згаданих методик на конкретних прикладах споруд і отримані позитивні результати дозволяють рекомендувати їх використання в практиці проектування, будівництва, технічної експлуатації і реконструкції водотранспортних споруд.

ВИСНОВКИ

До найбільш важливих наукових результатів, отриманих в дисертації, слід віднести наступні.

1. Розроблено інноваційне конструкторсько - технологічне рішення портової гідротехнічної споруди гравітаційно- пальового типу (патент України) для використання при будівництві, реконструкції або ремонті водотранспортних портових гідротехнічних споруд.
2. Розроблено, досліджено і застосовано нові підходи до визначення навантажень від бічного тиску ґрунту при проектуванні і розрахунку споруд гравітаційно – пальового типу для використання при проектуванні і реалізації заходів по технічній експлуатації даних конструкцій.
3. Шляхом математичного моделювання вперше досліджено особливості впливу кінематики системи «споруда змішаного типу - ґрунтове середовище» на сприйняття навантажень від бічного тиску ґрунту.
4. На основі чисельного моделювання проведено аналіз напружено-деформованого стану системи «споруда змішаного типу - ґрунтове середовище» для досліджуваного типу портових гідротехнічних споруд. Зіставлення отриманих розрахункових даних з результатами традиційних методів розрахунку, продемонструвало ефективність застосованих методик.
5. Розроблені рішення і методи впроваджено в практику технічної експлуатації, реконструкції і будівництва водотранспортних портових гідротехнічних споруд.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Аргунов П.П. Метод комбинированного применения теории упругих и пластических деформаций к расчету давления грунта на подпорные стены. /П.П. Аргунов // Известия АН СССР, ОТН,1942, N10. С.36-45.
2. Барвашов В.А. Трехпараметрическая модель грунтового основания и свайного поля, учитывающая необратимые структурные деформации грунта. /В. А. Барвашов, В.Г. Федоровский // Основания, Фундаменты и механика грунтов, 1978, N4. С.17-20.
3. Баршевский Б.Н. Определение осадок и горизонтальных смещений гидротехнических сооружений, возводимых на грунте с переменным по глубине модулем деформации. /Б.Н.Баршевский //ТрудыЛИЭИ.Вып.50.- Д.: Изд-во Ленинградского университета, 1965. С.113-132.
4. Боткин А.И. Исследование напряженного состояния в сыпучих и связных грунтах. / А.И. Боткин // Известия ВНИИГ, т.24. -Л.:1939. С.215-225.
5. Бугаев В.Т. Приближенный метод определения эффективных смещений жесткой подпорной стенки. / В.Т. Бугаев // Морские порты,вып.7. "Рекламинформбюро", 1975. С.54-57.
6. Бугаев В.Т. Кинематика частичек сыпучей среды при смещении ограждения. /В.Т. Бугаев , В.В.Ковтун, Н.П. Мазур // Инженерные сооружения и оборудование морских портов. Сб.научных трудов ОИИМФ. -М.: "Мортехинформеклама", 1985. С.11-15.
7. Бугров А.К. О давлении несвязного грунта на жесткую стенку с учетом ее перемещения. /Бугров А.К. // Основания, Фундаменты и механика грунтов, 1972, N5. С.5-8.
8. Варгин М.Н. Исследование зависимости давления водонасыщенного грунта от смещений подпорной стенки. /М.Н. Варгин // Гидротехническое строительство, 1968, N12. С.11-14.

9. Голушкевич С.С. Статика предельных состояний грунтовых масс. /С.С. Голушкевич // М.: Гостехиздат, 1955. 272с.
10. Горюнов Б.Ф. Результаты исследования одиночных свай при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок. / Б.Ф.Горюнов , Ю.М. Колесников, С.В.Курило , С.Н. Левачев // В кн.: Исследования транспортных и глубоководных гидротехнических сооружений. МИСИ, М.: Транспорт, 1981. С. 94-106.
11. Гришин В.А. Особенности взаимодействия гибкой подпорной стенки с грунтом с учетом упруго-пластических свойств их материалов. / В.А., Гришин, С.В. Бугаева // Механика грунтов и фундаментостроения», Труды 3 Украинской научно-технической конференции по механике грунтов и фундаментостроения. Том 1, Одесса, 1997.С.23-24.
12. Гришин В.А. Нелинейные модели конструкций, взаимодействующих с грунтовой средой. /В. А. Гришин, В.С.Дорофеев //Одесса: Внешрекламсервис, 2006.-242 с.
13. Давиденков Н.Н. О давлении земли на подпорные стенки. /Н.Н. Давиденков // Известия научно-мелиоративного института, вып.27,1927. С. 68-77.
14. Дембицкий Э., Тейхман А. Избранные проблемы Фундаментостроения гидротехнических сооружений. / Э. Дембицкий , А.Тейхман. // Пер.с польского. -М.: Транспорт, 1981, 352с.
15. Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на подпорную стенку с учетом кинематики сооружения. / М.П. Дубровский //Основания, фундаменты и механика грунтов, 1994, N 2. С.5-8.
16. Дубровский М.П. Упругопластическая задача определения бокового давления грунта на заглубленные фундаменты. / М.П. Дубровский / /Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно - геологических условиях: Межвуз. сб. научн.тр. : - Под ред. В. М. Алексеева; Воронеж. инж. строит. ин-т.- Воронеж, 1992. С. 76-82.

17. Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на заглубленные фундаменты и подпорные стенки в упругопластической постановке. / М.П.Дубровский , Ассаф Ж. // Проблемы свайного фундаментостроения. Труды III Международной конференции. Часть I. Пермь, 1992. С. 19-24.
18. Дубровский М.П. Кинематический анализ работы портового причального сооружения распорного типа (часть 1). / М.П. Дубровский , А.В Калюжный // Вестник Одесского государственного морского университета. 4'99. Одесский государственный морской университет, 1999.С.106-115.
19. Дубровский М.П. Некоторые особенности взаимодействия портовых гидротехнических сооружений с грунтовой средой. //М.П. Дубровский , А.В. Калюжный // 4-я Украинская научно-практическая конференция « Механика грунтов и фундаментостроения». Сборник научных работ/Межведомственный научно-технический сборник «Строительные конструкции», вып. 53, книга 2. Киев, НДИБК,2000.С.254-261.
20. Дубровский М.П. Определение давления грунта в состоянии покоя с учетом потенциального перемещения подпорной стенки. /М.П. Дубровский , А.В. Калюжный // Вестник Одесского национального морского университета 8'2002. Одесский национальный морской университет, 2002. С.78-87.
21. Дубровский М.П. О боковом давлении грунта на подпорную стенку в состоянии покоя. / М.П. Дубровский , А.В. Калюжный // Сборник научных работ/Полтавский национальный технический университет имени Юлия Кондратюка. Вып.12.Полтава, 2003. С.76-90.
22. Патент № 77249. Україна. МПК (2006) E02B 3/06, E02D 29/02. СПОСІБ ЗВЕДЕННЯ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ. (Дубровський М.П., Калюжний О.В.). Одеський національний морський університет. E02D 29/2, - Заяв. № 20040706267 от 27.07.2004. Опубл. 15.02.2006. бюл. №11. – 4 с.

23. Дубровский М.П. Кинематический анализ работы портового причального сооружения распорного типа (часть 2). / М.П. Дубровский , А. В. Калюжный, С. Габи, А. Белакруф. // Вестник Одесского государственного морского университета. 5'2000. Одесский государственный морской университет, 2000.С.115-124.
24. Дубровский М.П. Морская гидротехника и геотехника. / М.П. Дубровский М.П., М.Б. Пойзнер // Прикладные и фундаментальные исследования. (монография). „Друк”, Одесса. 2004. 163 с.
25. Дубровский М.П. Опыт совершенствования конструктивных решений портовых гидротехнических сооружений гравитационного типа. / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер // Морской транспорт. Серия "Морские порты". Экспресс-информация, вып.3 (621), 1990.-27с.
26. Дубровский М.П. Портовые сооружения гравитационно-свайного типа. / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер // Транспортное строительство, 1989, N 3. - С. 24 - 25.
27. Дубровский М.П. Разработка и исследование рациональных конструкций портовых гидротехнических сооружений гравитационного типа. / М.П. Дубровский М.Б. Пойзнер // Проектирование и строительство морских портовых сооружений : - Союзморниипроект. М.: В/О "Мортехинформреклама", 1990.- С. 16-34.
28. Дубровский М.П., Совершенствование методов проектирования, строительства и реконструкции портовых гидротехнических сооружений. / М.П., Дубровский , М.Б. Пойзнер // IX научно- приложна конференция с международно участие "Современни технологии в транспортното строителство", Варна, 1991. - С. 216 - 221.
29. Дубровский М.П. Обеспечение экологической безопасности портового города: эффективные конструкторско-технологические решения портовых сооружений. /М.П. Дубровский , М.Б. Пойзнер , А.В. Калюжный

- //Вестник Одесского государственного университета 7'2001. Одесский государственный морской университет, 2001.С.169-178.
30. Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. / Ю.К. Зарецкий // Ростов н/Д, Изд-во Ростов. ун-та, 1989. 608с.
 31. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. /П.Л. Иванов // М.: Высшая школа, 1991. - 447с.
 32. Инструкция по проектированию морских причальных сооружений ВСН 3-80/Минморфлот. М.: ЦРИА "Морфлот", 1981.- 115 с.
 33. Кандауров И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. /И.И. Кандауров // М.: Стройиздат, 1966. 319с.
 34. Каудерер Г.М. Нелинейная механика. / Г.М.Каудерер // Изд-во иностранной литературы, 1961. 117с.
 35. Киселев В.А. Балки и рамы на упругом основании. / В.А. Киселев // М.-Л.: Госстройиздат, 1938. 228с.
 36. Клейн Г.К. Строительная механика сыпучих тел. / Г.К. Клейн // М.: Стройиздат, 1977. 275с.
 37. Клейн Г.К. Расчет балок на нелинейно-деформируемом основании. /Г.К. Клейн , А.Ф. Скуратов // Строительная механика, ЦНИИСК, МИСИ и ВИД. М.: Стройиздат. 1966. С.121-126.
 38. Ковтун В.В. Нелинейные методы расчета обратных засыпок причальных сооружений с учетом эксплуатационных факторов. /В.В. Ковтун // Дисс. докт.техн.наук. - Хмельницкий: ЗГИ,1989. - 321с.
 39. Колесников Ю.М. Комплексные исследования горизонтально нагруженных свай в несвязных грунтах. / Ю.М. Колесников, С.В. Курило и др.// Основания, Фундаменты и механика грунтов, 1981, N1. С.10-12.
 40. Коренев Б.Г. Вопросы расчета балок и плит на упругом основании. / Б.Г.Коренев // М.: Госстройиздат, 1954. 232с.
 41. Крылов А.И. О расчете балок, лежащих на упругом основании. / А.И. Крылов //Л.: Изд-во АН СССР, 1931. 154 с.

42. Курилло С. В. Исследования работы гравитационно-свайных гидротехнических сооружений. / С.В. Курилло , С.Н. Левачев , А.Ф. Лунин // В кн.: Портовое гидротехническое строительство и инженерные изыскания в береговой зоне моря: Сб. науч. тр. М.: Транспорт, 1986, с. 75—83.
43. Лехницкий С.Г. Радиальное распределение напряжений в клине и полуплоскости с переменным модулем упругости. / С.Г. Лехницкий МП и П. т. XXVI. Вып.1, 1962. С.672-677.
44. Лубенов Р.В. Влияние поступательного перемещения вертикальной стенки на величину распорного давления грунта и на его напряженное состояние /Р.В. Лубенов , П.И. Яковлев // Гидротехника, вып. 3. - М.: Транспорт, 1964. - С. 5 - 22.
45. Яковлев П.И. Исследование давления грунта с равномерно распределенной нагрузкой на неподвижную стенку / Р.В. Лубенов , П.И. Яковлев // Гидротехника, вып. 2. - М.: Транспорт, 1962. -С. 46 - 53.
46. Малышев В.М. Распределение напряжений и деформаций нелинейно-деформируемом основании, нагруженном сосредоточенной силой. /В.М. Малышев //Основания, Фундаменты и механика грунтов, 1963, N3.С.7-10.
47. Омельченко Ю.М. Некоторые прикладные задачи морской гидротехники. / Ю.М. Омельченко , М.П. Дубровский , М.Б. Пойзнер // Одесса: Морская корпорация, 1993. 175с.
48. Омельченко Ю.М. Портовые гидротехнические сооружения, эксплуатируемые в экстремальных условиях. / Ю.М. Омельченко , М.П. Дубровский, М. Б., Пойзнер // М.: ВНИИОЭНГ, 1991. 194с.
49. Пойзнер М.Б. Проектирование и строительство воднотранспортных сооружений. / М.Б. Пойзнер М.Б., М.П. Дубровский // Транспортное строительство, 1988, N 11. С. 12-13.
50. Пойзнер М.Б. Портовые сооружения гравитационно-свайного типа. / М.Б.Пойзнер , М.П. Дубровский // Транспортное строительство, 1989,

№ 3.С. 21-22.

51. Пойзнер М.Б. Рациональные конструкции портовых гидротехнических сооружений распорного типа и способы их возведения (брошюра). /М.Б. Пойзнер , В.Г. Яковенко , М.П. Дубровский // Ин-т повышения квалификации руководящих работников и специалистов ММФ, Одесса, 1990. 124 с.
52. Пузыревский Н.П. Фундаменты. /Н.П. Пузыревский //Госстройиздат. 1934. 120 с.
53. РД 31.31.55-93. Инструкция по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений. М.: изд-во «Московский контакт», 1996. 259 с.
54. СНиП 2.06.01 - 86. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. / Госстрой СССР. М.: Госстроя СССР, 1987. 32с.
55. СНиП 11-16-76. Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1977.- 36 с.
56. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення. Мінрегіонбуд України, Київ, 2010. 37 с.
57. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. / Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1985. 40 с.
58. СНиП 2.06.07-87. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. (Підпiрні стiни, судноплавні шлюзи, рибопропускні та рибозахисні споруди). / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. 40 с.
59. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Мінрегіонбуд України, Київ, 2009. 104 с.
60. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. / В.В. Соколовский // М.: Наука,1990. – 272 с.
61. Соколовский В.В. Теория пластичности. / В.В. Соколовский В.В. // М.: Гостехориздат, 1950. – 243 с.

62. Филоненко- Бородич М.М. Простейшая модель упругого основания, способная распределить нагрузку. /М.М. Филоненко- Бородич // Труды МЭМИИТ, 1945, вып.53. С.14-18.
63. Флорин В.А. Основы механики грунтов. / В.А. Флорин //М. -Л.: Госстройиздат, т.1, 1959. 357с.; т.II, 1961. 543 с.
64. Фрелих О.К. Распределение давления в грунте. /О.К. Фрелих // М.: Изд-во Наркомхоза РСФСР, 1938. 188 с.
65. Филатов А.В. Экспериментальные исследования эпюр реактивного давления грунта и перемещений свай при горизонтальных нагрузках. / А.В. Филатов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1977, № I, С.32-34.
66. Шихиев Ф.М. Боковое давление грунта на подпорные стенки, смещающиеся в процессе образования засыпки. / Ф.М. Шихиев , В.Т. Бугаев // Морские порты, вып. 9. - М.: Рекламинформбюро ММФ, 1976. - С. 31 - 36.
67. Шихиев Ф.М. О критических смещениях ограждений, приводящих к предельному напряженному состоянию в засыпке. / Ф.М. Шихиев , М.Н. Варгин // Основания, Фундаменты и механика грунтов, 1971, N1. С.3-5.
68. Школа А.В. Несущая способность оснований и боковое давление грунтов, анизотропных по сопротивлению сдвигу. / А.В. Школа //Учебн.пособие.- М.: "Мортехинформреклама", 1991. – 52 с.
69. Яковлев Л.И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений. / Л.И. Яковлев Л.И // М.: Транспорт, 1986. 191 с.
70. Яропольский И.В. Лабораторные исследования давления песка на стенку. / И.В. Яропольский // Тр. / ЛИИВТ. - Вып. 2.-1933.
71. Athanasiu С.М. Soil structure interaction and stability analysis of gravity platforms with discontinuous/irregular foundations. /С. М. Athanasiu, Т. Alm, А. Bye (Norway). // Proceedings of the twelfth international conference on

- soil mechanics and foundation engineering. Rio de Janeiro 1989. Volume 1.Pp.405.
72. Atkinson J. H. The mechanics of soils. / J. H. Atkinson , P.I. Bransby, (1978). McGraw-Hill Company, London.
 73. Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). Bjerrum, L. (1973). //Proc. 5th International.
 74. H. F. Burcharth. Codes of practice related to harbour and coastal engineering in Denmark. /H.F.Burcharth. // Proceedings of the international conference coastal structures'99 Santander 1999. Volume 2. Pp.1103.
 75. H.Y. Chua . Modelling of horizontal arching on retaining walls. /H.Y. Chua & M.D.Bolton. //Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Millpress, Rotterdam, Ocaka 2005.Pp.1455-1458.
 76. Davies M. H. Wave-Soil-Structure Interaction in Coastal Engineering. / M. H. Davies. // 4th Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering. Canada 1993. Volume 1.Pp.114-127.
 77. Denev D. . A theoretical study of the arch effect. /D. Denev. //Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Istanbul 2001. Volume 2. Pp.1133.
 78. Dolezalova M., (1974) Geostatic stress state in cross-anisotropic soil deposits. / M. Dolezalova, //Proc. 4th Danube-European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bled
 79. M. Doubrovsky. Some new structures and technologies for renovation and improvements of quays. /M. Doubrovsky, M.B.Poizner, G. Smail. // Proc. of the 4-th International Seminar on Renovation and Improvements to Existing Quay Structures, Technical University of Gdansk, Gdansk, Poland, 1997. Volume 1. Pp. 21-26.

80. M.P.Doubrovsky . Influence of potential soil deformations on soil pressure at rest upon retaining wall. Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds. / M.P.Doubrovsky , N.NKhonelia, M.B.Poizner , A.V. Kaluzhny // Proceedings of the X111 th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Prague, Czech Republic,2003.Volume 2. Pp.521-526.
81. M.P.Doubrovsky . Assessment of soil lateral pressure depending on retaining wall displacements. Geotechnology in Harmony with the Environment. / M.P.Doubrovsky , M.B Poizner ., D.K Kalichava ., Y.VKuzmenko, A.V. Kaluzhny //Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, Japan, 2005. Pp. 889-893.
82. M.P.Doubrovsky. Consideration of deformed state of system ‘retaining wall – soil media’ under static action of soil pressure. /M.P.Doubrovsky, M.B.Poizner, P.I.Yakovlev //Proceedings of the twelfth European conference on soil mechanics and geotechnical engineering.Amsterdam,Netherlands 1999.Volume 2.Pp.731.
83. N.Dimitrov. Analysis of the earth pressure distribution on harbour structures. /N.Dimitrov, T.Germanov, D.Serafimov. // Proceedings of the twelfth European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Amsterdam, Netherlands 1999. Volume 2. Pp.725.
84. Eurocode 7. Part 1. Geotechnical Design, General Rules.4-th Version. European Committee for Standardization,1993. 114p.
85. R.E.Fowler. Codes,standards and practice for coastal engineering in the UK. /R.E.Fowler, N.W. H. Allsop. //Proceedings of the international conference coastal structures’99 Santander 1999. Volume 2.Pp.1119
86. Gerrard, C.M. (1975). Background to mathematical modelling in geomechanics: The roles of fabric and stress history. /C.M Gerrard, (1975). //Finit elements in geomechanics. ed. by G. Gudehus. John Wiley and Sons, New York.

87. R.Ghigliazza. Italian standards for the design and construction of maritime structures. /R.Ghigliazza, S.Stura, A.Lamberti, G.Parise, U.Tomasicchio.. // Proceedings of the international conference coastal structures'99 Santander 1999. Volume 2. Pp.1115.
88. Jaky, J. (1944). A nyugalmi nyomas tenyezo-je. / J. Jaky, . //Magyar Mernok-es Epitesz Egylet Koz-lonye, 22. szam.
89. Jaky, J. (1948). Pressures in silos. / J. Jaky, (1948). // Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 1.
90. J.B.Kovarik. Guidelines for limit states design of harbour and waterways structures. /J.B.Kovarik. // Proceedings of the international conference coastal structures'99 Santander 1999. Volume 2.Pp.1107.
91. Lambe, T.W. (1964). Methods of estimating settlement. /T.W. Lambe, (1964). // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 90, No. 9.
92. Lambe, T.W. Soil mechanics. / T.W. Lambe, , R.V. Whitman, (1979). //SI Version. John Wiley and Sons, New York.
93. J. Logar . Modelling of horizontal arching on retaining walls. /J. Logar & B. Majes. // Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering , Millpress, Rotterdam, Ocaka 2005.Pp. 1001-1004.
94. Matsuoka, H. A con-stituve model for sands and clays evaluating principal stress rotation. /H. Matsuoka, K. Sakakibara (1987).//Soils and Foundation, Vol. 27, No. 4.
95. Mayne, P W. Ko-OCR relationships in soil. /P W. Mayne, F.H. Kulhawy, (1982). P W Mayne, F.H. Kulhawy, (1982). Journal of the Geotechnical Engineering, Vol. 108, No. GT6.
96. Mayne, P.W. (1985). Stress anisotropy effects on clay strength. / P.W.Mayne, (1985). //Journal of the Geotechnical Engineering, Vol. Ill, No. 3.

97. Mayne, P.W. Pore pressure behaviour of Ko-consolidated clays. / P.W. Mayne, , H.E. Stewart (1979). //Journal of the Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 11.
98. Ohta, H. Undrained stability of Ko-consolidated clays. / H.Ohta, , A. Nishihara, , Y.Morita, . (1985). //Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1.
99. ROM 0.2-90. Actions In the design of maritime and harbor works. //Maritime works recommendations. Madrid, 1990. 266p.
100. Rymsza, B. (1979). Earth pressure at rest in design of retaining structure. / B. Rymsza, . (1979). //Proc. 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 1.
101. Shofield A.N. Critical state soil mechanics. / A.N. Shofield , C.P. Wrath //McGrawHill, New York, 1968, 31 Op.
102. Szepeshazi, R. (1993). A talajok kezdeti (Ko) fesziiltsegi allapotanak jellemzoi, meghata-rozasi modszerei es kovetkezmenyei. / R. Szepeshazi, (1993) //Ph. D. thesis. Technical University Budapest.
103. Szepeshazi, R. (2001). Some characteristics of the Ko condition. / R. Szepeshazi. (2001). //Proceedings of the XI European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Istanbul, 2001. Vol. 6. Pp. 6.197-6.202.
104. A.F.van Tol. Quay walls of the Rotterdam Harbour. / A.F.van Tol, J.G.de Gijt. // Proceedings of the twelfth European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Amsterdam, Netherlands 1999. Volume 1. Pp.471.
105. S.Yamamoto. Outline of new technical standard for port and harbour facilities in Japan. /S.Yamamoto, T.Fukute. // Proceedings of the international conference coastal structures'99 Santander 1999. Volume 2.Pp.1069.
106. P. Zvanut. Modelling of horizontal arching on retaining walls. /P. Zvanut. //Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering , Millpress, Rotterdam, Ocaka 2005. Pp.1001-1004.