РОЗДІЛ 3
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ АНКЕРНИХ ОПОР БОЛЬВЕРКІВ

3.1 Аналіз відомих експериментальних досліджень анкерних опор больверків

Розглянемо відомі лабораторні дослідження анкерних плит больверка та інших воднотранспортних споруд розпірного типу, які проводилися вченими і фахівцями різних наукових, дослідницьких та освітніх організацій (ЧорноморНДІпроект, Одеський національний морський університет, Гіпроречтранс та ін.). Значна частина досліджень була присвячена вивченню впливу засипки ґрунту на роботу анкерних плит, а також їх жорсткості і глибини занурення, впливу переміщення анкерної опори на величину і характер розподілу бічного тиску ґрунту, порівнянню результатів експериментальних досліджень величини навантаження від тиску ґрунту і результатів, які дає закон Кулона і теорія граничного напруженого стану.

Гіпроречтранс одночасно з дослідженням анкерних плит в складі больверка проводив під керівництвом В.Б. Гуревича [30] лабораторні та напівнатурні дослідження анкерних плит. Пізніше подібними дослідженнями займалися В.Д. Костюков [32, 56], О.А. Амбарян, М.Н. Варгін [57], С.В. Босак [58], Л.Н. Рєпніков [59], П.І. Яковлєв [60] та інші.

3.1.1 Дослідження Гіпроречтрансу [30]

Лабораторні дослідження дерев'яних анкерних плит різної висоти (10, 20 та 40 см) проводилися при однаковому заглибленні, що дорівнювало 60 см. Наведені основні результати зазначених досліджень.

Охоплююча крива ковзання і величина граничного навантаження при випиранні ґрунту перед плитами висотою 40 см майже збігаються з результатами, отриманими згідно розрахунку за методом В. В. Соколовського

при $\delta = \frac{\varphi}{3}$. Із зменшенням висоти плит зменшується обсяг призми випирання між кривими випирання і площинами обвалення. В результаті цього несуча здатність плит знижується на 20-25% (рис. 3.1, а і б). Значно більшою мірою від висоти плит залежать їх деформації (рис. 3.1, в). В дослідах було встановлено значний вплив відносної щільності ґрунту D перед плитами на величину їх несучої здатності (рис. 3.1, г).

Епюра реактивного тиску ґрунту на плиту має схожість з епюрами тиску, обчисленими згідно теорії пружності; крім того, як зображено на рис. 3.1, д, що зазначені епюри із відомим наближенням можуть бути замінені трапецеїдальними.

Для встановлення наявності сил тертя між ґрунтом і анкерними плитами при їх переміщенні на ґрунт був проведений дослід з плитою заввишки 40 см. З лицьового боку впритул до дерев'яної плити було встановлено пластину з органічного скла з прорізом для анкерної тяги. Оскільки коефіцієнт тертя між ґрунтом і пластиною (наближений до $tg\varphi$) перевищував коефіцієнт тертя між пластиною і плитою ($f=0,356$), то ґрунт, що випирався плитою, виштовхував пластину вгору - ковзаючи по дерев'яній плиті, вона піднімалася на 10-11 мм. Це свідчить про те, що навіть при гладкій стінці, яка складається з органічного скла, коефіцієнт тертя ґрунту о стінку може бути прийнятий рівним $\varphi_з$. Сили тертя T, що виникають між плитою і ґрунтом, не можуть перевищувати сили, що перешкоджають переміщенню плити вгору (тертя по тиловій поверхні, вага плити і ґрунту вище плити). В дослідах з анкерними плитами висотою 40 см зазначені сили були наближені до 65 кг.

Кут тертя можна визначити за такою залежністю:

$$\delta = arctg\frac{T}{E_{PX}} = arctg\frac{65}{370} = 10^\circ \approx \frac{\varphi_3}{3} \qquad (3.1)$$

де E_{PX} - горизонтальна складова граничного навантаження на плиту (її величина отримана під час досліду, дорівнює 370 кг).

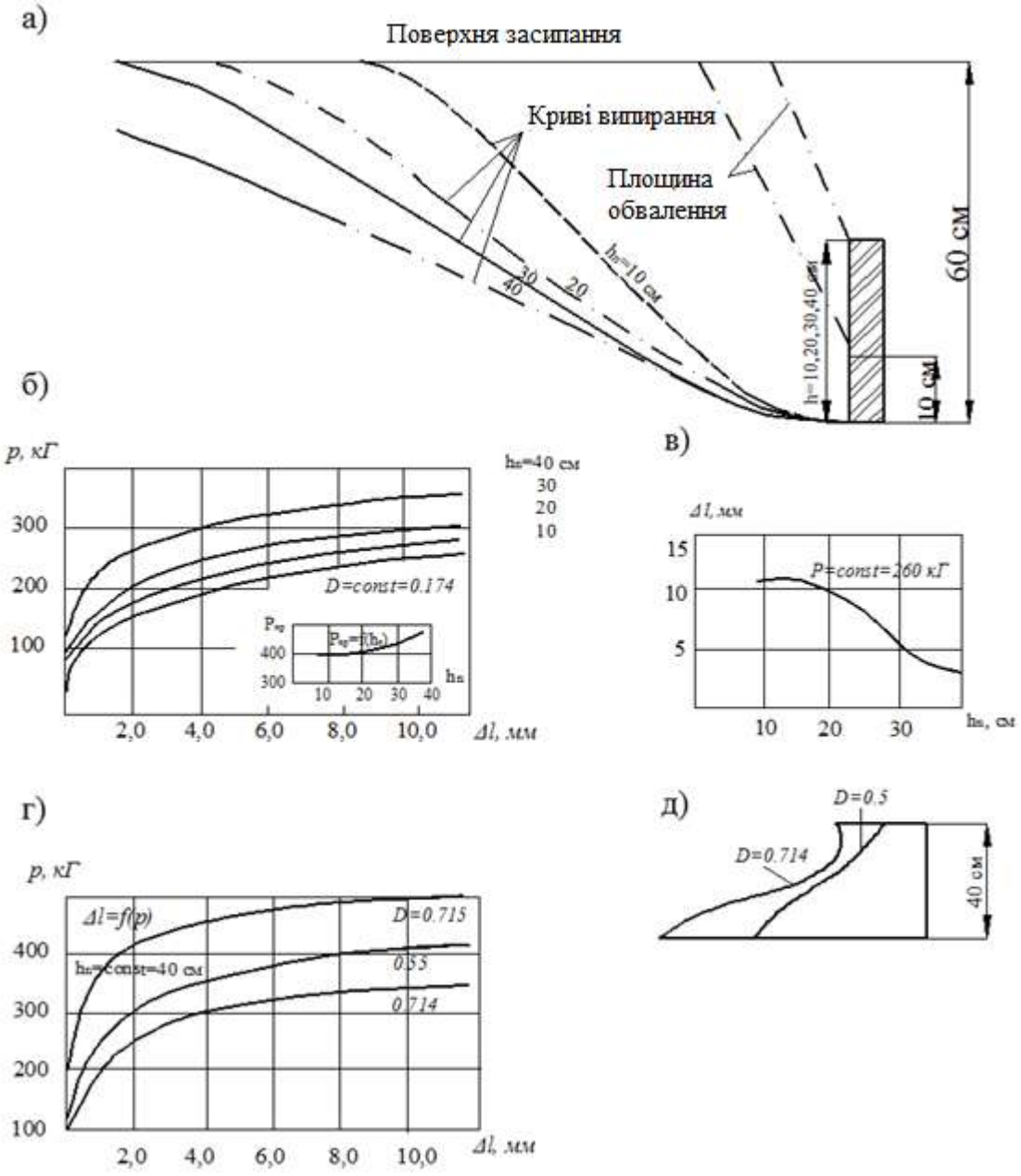

Рисунок 3.1 - Результати лабораторних досліджень анкерних плит: а - криві ковзання, що утворюються при граничних навантаженнях та різних висотах анкерних плит: б - криві залежності навантаження від деформації плит; в - криві залежності переміщень від висоти плит при граничному навантаженні; г - криві залежності навантаження від переміщення плити при різній щільності ґрунту; д - епюри тиску ґрунту на анкерні плити [30]

На підставі результатів лабораторних досліджень були розроблені вказівки з розрахунку анкерних плит у складі больверка.

Напівнатурні дослідження анкерних плит на полігоні в Усть-Донецькому порту були проведені для уточнення несучої здатності і деформативності анкерних плит, особливо для визначення ступеню ущільнення ґрунту в призмі випирання перед плитами.

В котловані, утвореному в піщаному ґрунті, обладнали дослідну установку, де проводилися випробовування плит висотою 1; 1,5; 2,5 м і шириною 1,5 м (рис. 3.2, а). Для умов плоскої задачі одночасно проводилися випробовування трьох плит однакової висоти; вимірювання за приладами проводили для середньої плити [30].

При визначенні щільності ґрунту, що стискається плитами, які переміщуються, застосовували гаммо-метричний метод, розроблений Ростовським інженерно-будівельним інститутом. Схема установки зображена на рис. 3.2, б. Для вимірювання горизонтальних зсувів часток ґрунту в призмі випирання було встановлено дерев'яні плити-марки розміром 25 х 25 см, зсув яких вимірювався за допомогою прогиноміру.

Під час проведення дослідів при навантаженнях, близьких до граничних, в піску утворювалися тріщини, що відокремлювали призму обвалення ґрунту, що сповзає в бік плити, від призми випирання (при цьому поверхня призми випирання трохи піднялася; підйом припинився на відстані $1{,}5\text{-}2t_n$ (тут t_n - заглиблення плити)). При однаковому заглибленні і зменшенні висоти плит в 2,5 рази (1 м замість 2,5 м) граничне навантаження на них зменшилося на 35% (рис. 3.2, в). Це пояснюється зменшенням обсягу призми випирання за рахунок обсягу ґрунту над анкерної плитою, що сповзає в бік, зворотний випору, і зменшенням зони ущільнення ґрунту перед плитою.

Як зображено на графіках (рис. 3.2, г), несуча здатність анкерних плит, отримана із дослідів, хоча й зменшується із збільшенням відношення $\frac{t_П}{h_П}$ (при $t_n=const$), але перевищує обчислену величину, визначену за методом Кулона (без урахування тертя ґрунту об стінку) і за методом Соколовського (з урахуванням тертя $\delta=10°$) та є наближеною до величини, отриманої в ході лабораторних дослідів.

Дослідженнями було встановлено, що в міру зростання навантаження і переміщення анкерної плити відбувалося ущільнення масиву ґрунту в призмі випирання. Найбільш інтенсивне ущільнення відбувалося безпосередньо перед плитою, де утворювався щільний клин, це ущільнення згасало на відстані, наближеній до двох висот плити (рис. 3.2, д).

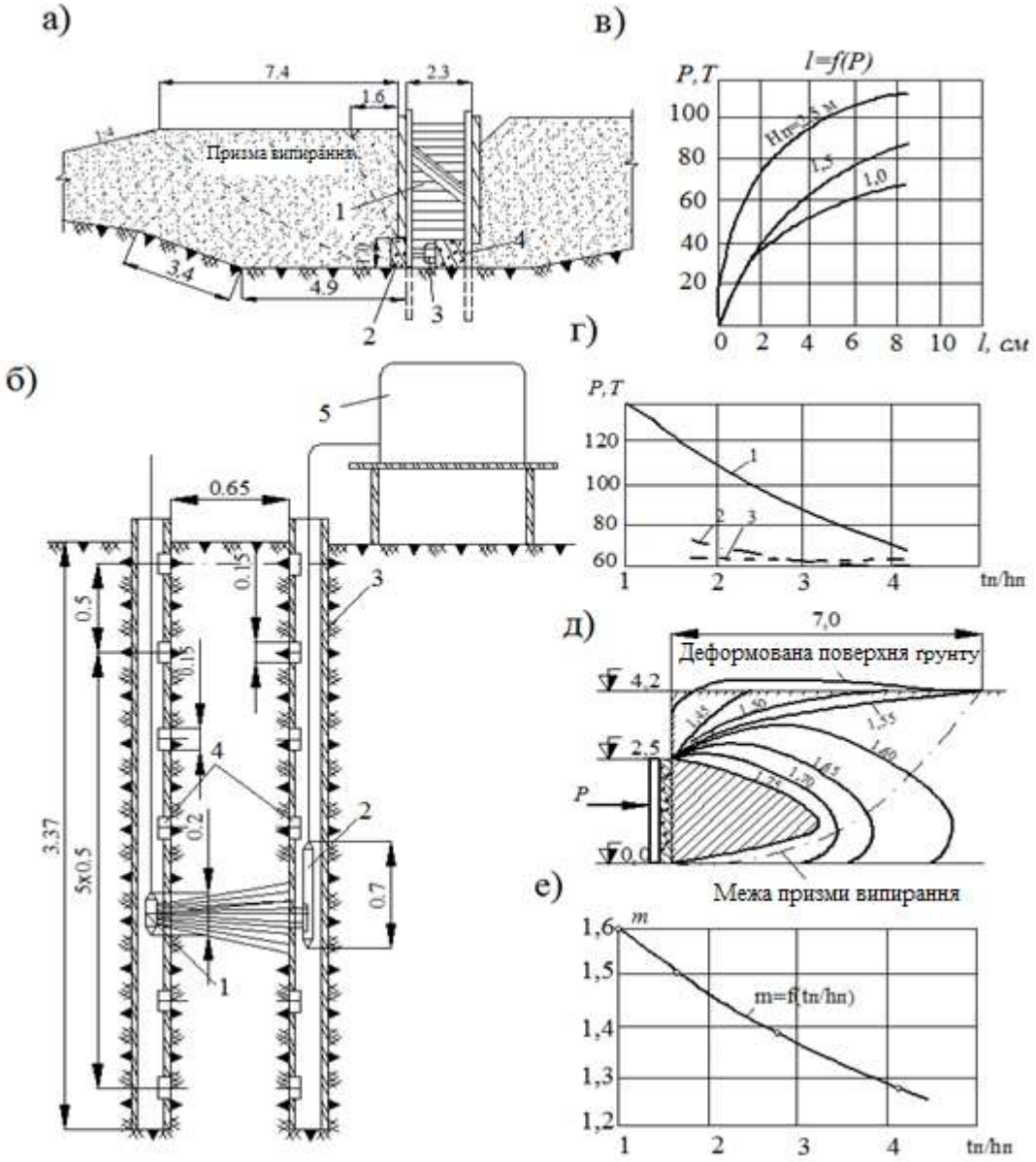

Рисунок 3.2 - Дослідження анкерних плит на полігоні в Усть-Донецькому порту: а - загальний вигляд установки: 1 - будка в колодязі з приладами; 2 - анкерна плита, що досліджується; 3 - домкрат вантажопідйомністю 100 т; 4 - упор для домкрату; б установка для вимірювання щільності ґрунту гаммо-метричним методом: 1 - контейнер-зонд; 2 - лічильник Гейгера; 3 - обсадні труби; 4 - отвори в трубах; 5 - лічильно-інтегруючий пристрій; в - графік

залежності деформацій плит від навантаження; г - графік залежності граничного навантаження від відношення $\frac{t_П}{h_П}$ (при t_n=*const*): 1 - крива залежності граничного навантаження від відношення $\frac{t_П}{h_П}$, отримана за результатами дослідів; 2 - крива залежності граничного навантаження від відношення $\frac{t_П}{h_П}$, обчислена методом В. В. Соколовського при $\delta = \frac{\varphi}{3}$ (з урахуванням коефіцієнта зменшення тиску, отриманого під час лабораторних досліджень); 3 - крива залежності граничного навантаження від відношення $\frac{t_П}{h_П}$, обчислена методом Кулона (за рекомендаціями, наведеними в курсі В. Е. Ляхніцького [73]); д - ізокліни однакової щільності та кутів внутрішнього тертя; е - графік залежності коефіцієнта умов роботи від $\frac{t_П}{h_П}$ (для розрахунку за першим граничним станом) [30]

В зоні, прилеглій до плити, об'ємна вага ґрунту збільшилася з 1,54 до 1,75 т/м^3, при цьому пористість його зменшилася з 0,72 до 0,52, що призвело до збільшення кута внутрішнього тертя на 6° (з 30^o до 36°). В зоні, в якій об'ємна вага зросла з 1,54 до 1,59 т/м^3, коефіцієнт пористості зменшився з 0,72 до 0,67, а кут внутрішнього тертя збільшився з 30^o до 32^o. Таке ущільнення ґрунту дозволило збільшувати розрахункову величину опору для конструкцій, що допускають переміщення на ґрунт (останній немов би «самоущільнюється»).

Для визначення товщини, що стискається, під час дослідів вимірювали об'ємні ваги ґрунту по створах, розташованих на відстані 1; 3; 6 та 8 м від плити. Об’ємна вага ґрунту на відстані 1 та 3 м від плити при переміщенні останньої на величину, близьку до граничної, збільшилася на 2,5 кН/м^3 (по осі плити). На відстані ж 8 м, що дорівнює двом заглибленням плити, об'ємна вага залишалася незмінною. Таким чином, товща ґрунту, що стискається, виявилася дещо меншою ніж дві величини заглиблення, тобто меншою ніж довжина призми випирання.

Аналіз напруженого стану в ґрунтовому масиві дозволив зробити наступні висновки:

- напруги в ґрунті в межах ущільненого ядра не залежать від відстані до плити, що свідчить про незначний розподіл напружень за межами глибини занурення плити;

- під дією граничних навантажень (середня напруга на контакті $\sigma_{Ср.п.}$=140 кН/м^2) товща, що стискається сягає 3,4 м (наближується до полуторної висоти плити). При збільшенні навантажень (що перевищують граничні) товща, що стискається, майже не змінюється, оскільки деформації плити збільшуються основним чином не за рахунок ущільнення ґрунту, а в результаті зсуву призми випирання.

3.1.2 Експериментальні дослідження тиску ґрунту на поверхню анкерної плити

В Пензенському інженерно-будівельному інституті [61] були проведені експериментальні дослідження характеру розподілу реактивного тиску ґрунту по низу анкерних плит в процесі їх завантаження.

Досліди проводилися на моделях дерев'яних анкерних плит АП-1 та АП-2, що мали розміри відповідно 74х74 і 60,5х60,5 см і товщину 5 та 10 см. Тиск вимірювався датчиками, які розташовувалися впритул один до одного, що перетворювало всю контактну поверхню плити в суцільний вимірювальний орган.

Експерименти проводилися в піщаному і суглинному ґрунті. Навантаження на плити докладали ступенями по 6 кН, що складало 1/3-1/6 частини граничного навантаження $Q_{Гр}$, при якому повністю вичерпувалася несуча здатність ґрунту.

В результаті дослідів було встановлено, що залежність вертикальних переміщень анкерної плити від навантаження є нелінійною. Однак до того моменту, як плита зазнала навантаження, щое відповідало $0,5\text{-}0,6Q_{Гр}$, ця

залежність була близька до лінійної. На поверхні ґрунту в момент його руйнування з'являлися радіальні і тангенціальні тріщини розриву.

За даними дослідів були побудовані епюри розподілу реактивних тисків ґрунту по низу анкерної плити (рис. 3.3).

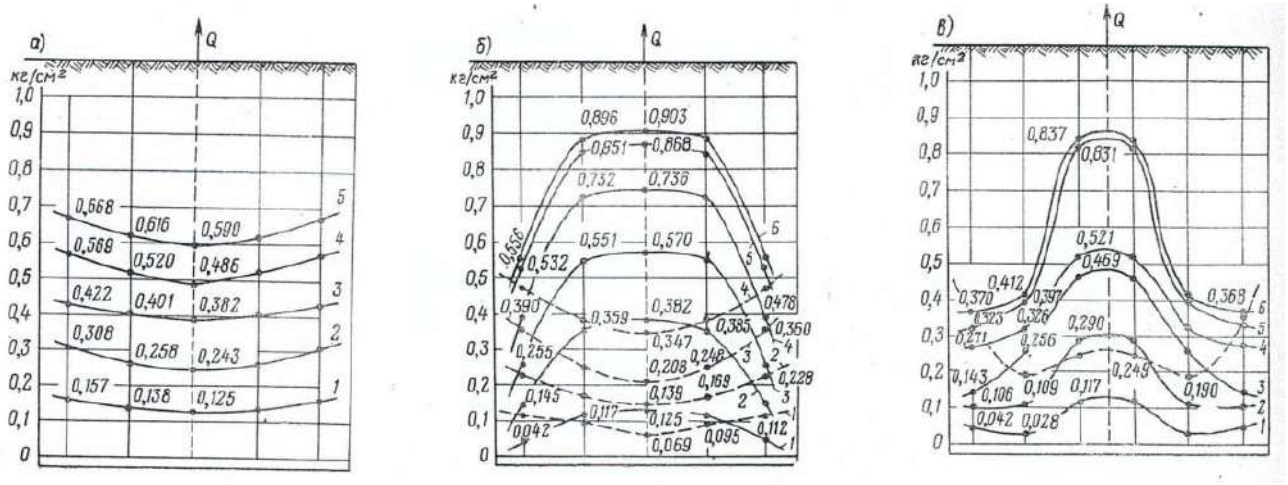

Рисунок 3.3 - Епюри реактивного тиску: а - для плити АП-2 в суглинку; б - для АП-2 в піску; в - для плити АП-1 в піску [61]

У всіх дослідах з плитою АП-2 як в пухкому піску, так і в суглинку, по всіх ступенях навантаження, включаючи граничне, епюри реактивного тиску ґрунту мали сідловидний обрис. Повторне навантаження плити не вносило істотних змін в характер розподілу реактивних тисків пухкого піску і суглинку. Із збільшенням глибини закладення плити АП-2 в пухкий пісок або суглинок сідловидні епюри тиску ґрунту стають більш пологими.

В дослідах проведених з плитою АП-1 в пухкому піску епюри розподілу тиску мають сідловидний обрис, оскільки тиск також зростає по межах плити, хоча є деяке збільшення і до середини. У щільному ж піску значення тиску залежить від заглиблення плити *H* - при невеликому заглибленні тиск зростає від середини до меж. Зі збільшенням заглиблення епюри змінюють обрис на параболічний. Є очевидним, що зміна вигляду епюри відбувається внаслідок збільшення показника гнучкості плити. Можна було б також припустити, що параболічний характер епюр пов'язаний з наявністю плівки на поверхні плити, що зменшує тертя ґрунту. Однак «заморожування» деформацій ґрунту при випробуванні моделей плит в лабораторних умовах показало, що як у випадку

гладкої, так і у випадку жорсткої поверхні плити переміщення ґрунту під плитою при $H/2 \leq 2$ мають в основному поступальний характер.

Як описувалося в попередніх розділах, при проектуванні больверка рекомендується розташовувати анкерні плити на такій відстані від лицьової стінки, щоб призма обвалення за нею і призма випирання перед плитою перетиналися на поверхні засипки. Передбачається, що в цьому випадку плита має найбільшу несучу здатність, і її робота не впливає на напружений стан ґрунту за стіною. Ці рекомендації неодноразово зазнавали критики і були названі умовними, оскільки значний обсяг натурних досліджень вказував на наявність розбіжностей розрахункових напружень в елементах таких конструкцій з виміряними в натурі.

Зокрема, мета досліджень Д.Г. Ромашова [62] полягала у вивченні характеру зсуву ґрунту засипки при різних відстанях від стінки до плити. Досліди проводилися із стінкою, шарнірно опертою в нижньому кінці, був проведений також дослід із стінкою без анкерної плити.

Порівнюючи дані, отримані в результаті проведення дослідів, з існуючими проектними рекомендаціями, Ромашов [62] зазначає, що:

- відстань, при якій конструкція анкерної опори чинить максимальний опір зсуву, в дослідах склала приблизно в 1,4 рази більше ніж зазвичай;

- припустиме наближення плити, що визначається з умови виходу площини випирання на поверхню засипки поблизу поверхні шпунта, склало для моделі 32 см. Зазначеній відстані в досліді відповідав загальний зсув ґрунту засипки з повільним згасанням деформацій, а опір зсуву склав близько 30% від максимального;

- модель деформації з перетином призми обвалення за стінкою і призми випирання перед плитою на поверхні засипки, що була покладена в основу визначення найвигіднішої відстані до плити, в дослідах не спостерігалася; при переході від загального зсуву до утворення призми випирання остання утворювалася на значно більшій відстані від стінки, ніж це було передбачено розрахунковою схемою.

Наведені спостереження дозволяють зробити наступні висновки:

а) Зоною доцільного розташування анкерної плити відносно стінки можна вважати ділянку, в межах якої відбувається швидке зростання опору при віддаленні плити від стінки. Найменша допустима відстань відповідає випадку, коли дотична до поверхні зсуву у нижнього ребра плити набуває висхідного напрямку. В цьому випадку не виникає також небезпеки поступового розвитку деформації, що може привести до порушення стійкості через тривалий проміжок часу.

б) Межа віддалення плити від стінки визначається випадком порушення картини загального зсуву і появою самостійних призм обвалення і випирання, оскільки подальше збільшення відстані не впливає на стійкість конструкції.

в) Найвигіднішу відстань від плити до стінки між зазначеними граничними положеннями є можливим визначити лише порівнянням економічних показників.

г) У тих випадках, коли відбувається загальний зсув засипки, тиск ґрунту на стінку має залежати від положення анкерної плити.

Існуючі методи розрахунку стін з анкерними плитами, як вказує Д.Г. Ромашов [62], не враховують в достатній мірі дійсні деформації ґрунту засипки і потребують уточнення.

Експериментальні дослідження взаємодії гнучкої підпірної стінки з ґрунтом, проведені С.В. Бугаєвою [63] в лабораторії Одеського національного морського університету, також говорять про те, що епюра тиску ґрунту на гнучку підпірну стінку має сідловидний обрис, що значно відрізняється від прямолінійного згідно теорії Кулона. При цьому максимальний тиск виникає в зоні кріплення анкерної опори (в 3,5 рази більший ніж згідно теорії Кулона), а мінімальний в прольоті (в 3 рази менший, ніж згідно теорії Кулона). Це підтверджується також дослідженнями інших авторів. Приріст тиску ґрунту від дії навантаження на поверхні засипки не є рівномірним по висоті стінки, як це прийнято теорією граничної рівноваги. Максимальне збільшення спостерігається в верхній частині стінки і зменшується за глибиною.

Переміщення анкерної опори істотно впливає як на величину і характер розподілу тиску ґрунту, так і на деформації гнучкої стінки. Глибина занурення гнучкої стінки також значною мірою впливає на прогини стінки і розподіл тиску ґрунту.

3.1.3 Експериментальні дослідження розподілу щільності ґрунту засипки призми випирання перед анкерними опорами

В науково-дослідній лабораторії ЧорноморНДІпроекту В.Д. Костюковим [56] були проведені досліди в ґрунтовому лотку з розмірами 1х2х0,3 м з вивчення роботи анкерних пристроїв портових причальних споруд, які полягали в наступному.

Моделі анкерних плит при постійній довжині 30 см мали висоти 15, 20, 25 і 30 см. Відношення глибини закладення низу плит до їх висот у всіх дослідах дорівнювало 2. Граничні анкерні зусилля *Ra* для різних висот плит змінювалися залежно від водонасиченості та щільності піску засипки від 68,5 до 670 кг.

Однією з основних задач досліджень було визначення щільності піску в призмі випирання. Визначення щільності засипки в моделях споруд є складним процесом і зазвичай виконується шляхом відбирання проб з масиву ґрунту. Це призводить до помилок, особливо у випадках, коли необхідно контролювати поле щільності. Тому в поданих дослідах щільність ґрунту вимірювалася за допомогою радіоактивного ізотопу Co^{60} і радіометричної установки. Джерело γ-випромінювання активністю 2 *мг екв радію* і газорозрядний лічильник типу СІ-1Г розташовували в свинцевих контейнерах. В центрі першого контейнера був просвердлений колимаційний отвір, в центрі другого - отвір діаметром 10 мм.

Обидва контейнери збиралися на П-подібній рамі, яка пересувалася вертикально по напрямній, закріпленій на візку (рис. 3.4). Візок на роликах пересувався по всій довжині лотка. Таким чином, установка дозволяла виконувати вимірювання імпульсів в будь-якій точці координатної сітки з кроком 10 см, що була нанесена на скло. В дослідах застосовувався средньозернистий кварцевий пісок з кутом внутрішнього тертя 30° в пухкому

стані. Нульові значення об'ємної ваги скелету γ_0 засипки визначалися перед докладанням навантаження на анкерну плиту, наступні γ_1 - при анкерному зусиллі, що дорівнювало половині граничного $Ra/2$, γ_2 - при Ra та γ_3 - після обвалення призми випирання.

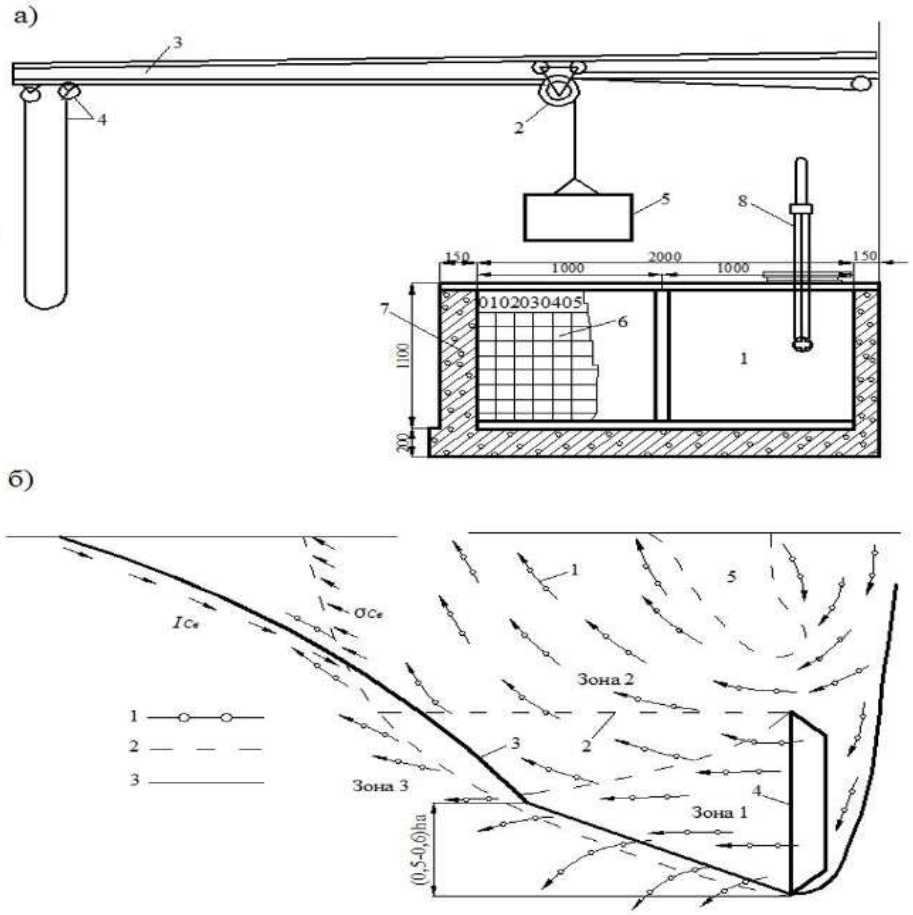

Рисунок 3.4 - Дослідження розподілу щільності піску в призмі випирання перед анкерними плитами: а) схема лабораторної установки: 1 - ґрунтовий лоток; 2 - 1,5-тонна таль; 3 - монорельс; 4 - нескінченна нитка для управління таллю; 5 - контейнер для зберігання та засипки піску в лоток; 6 - скляна панель, з координатною сіткою; 7 - отвір для виведення анкерної тяги, 8 - ізотопний щільномір на візку; б) форма призми випирання і кінематика руху піску: 1 - напрямок переміщень часток; 2 - контур призми випирання, сфотографований методом Курдюмова; 3 - контур призми випирання по кольорових смугах; 4 - анкерна плита; 5 - зона нерухомого піску [56]

В результаті експериментів виявилося можливим розмежувати ґрунт перед анкерною плитою за щільністю на три зони (рис. 3.4): 1 - область ущільненого ґрунту перед плитою; 2 - ґрунт, що лежить вище ущільненої області; 3 - ґрунт, що лежить перед поверхнею ковзання призми випирання.

Наведені дані дозволяють зробити висновок, що перед вертикальною анкерною плитою утворюється ущільнена зона піску призматичної форми.

3.1.4 Дослідження взаємодії анкерних пристроїв з ґрунтом за допомогою фотофіксації

Для можливості дослідження взаємодії анкерних плит з ґрунтом під дією горизонтального навантаження за допомогою методу фотофіксації, С.М. Козлов [64] запропонував метод, при якому процес зйомки обтікання ґрунтом анкерної плити виконувався в наступному порядку. Після встановлення моделі анкерної плити лоток засипався піском, причому у лицьового скла укладався тонкий шар фарбованого піску. Після натягу анкерних тяг перпендикулярно до лицьового скла встанавлювалась приставка з малоформатною фотокамерою. Обертанням лебідки ґрунтовий лоток пересувався на колесах по напрямних куточках до лебідки, а анкерна плита, закріплена анкерними тяжами до стіни, залишалася по відношенню до фотокамери нерухомою.

При пересуванні ґрунтового лотка отвір фотоаппарату відкривався і на фотоплівці фіксувалося кожне нове положення частинок піску, які пересувалися перед фотокамерою. В ході зйомки кожного кадру ґрунтовий лоток просувався на 1 ÷ 2 см.

Як приклад наведена фотографія, отримана при дослідженні взаємодії ґрунту з анкерною плитою, що працює на горизонтальне навантаження (рис. 3.5). Частки піску, що залишилися нерухомими по відношенню до ґрунтового лотка та ті, що рухалися разом з ним, зображені на фотографії горизонтальними лініями. Анкерна плита, залишаючись нерухомою в горизонтальному напрямку, під час руху ґрунтового лотка піднімається, ковзаючи по лінії призми випирання по вертикалі вгору. Тому частки піску, нерухомі відносно плити, рухаючись

разом з нею по вертикалі, на фотографіях при невеликих пересуваннях лотка або при значному заглибленні плити мають вигляд коротких вертикальних ліній, схожих на точки.

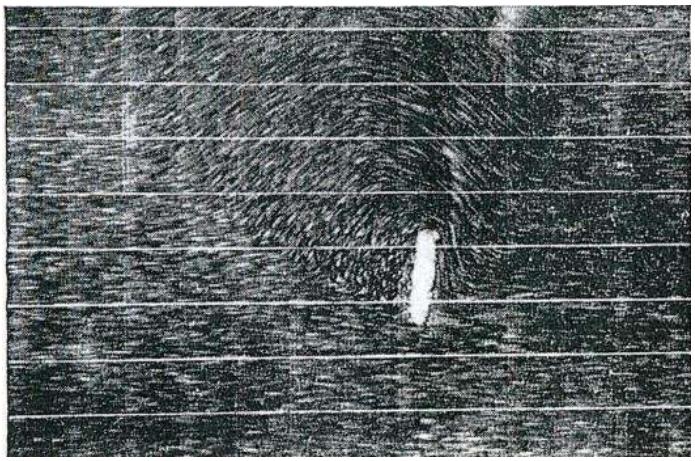

Рисунок 3.5 - Обтікання ґрунтом анкерної плити [64]

Різкі переходи ліній з горизонтальних в похилі і навпаки, а також з вертикальних в похилі досить чітко відокремлюють один від одного окремі області піску з різним характером переміщення піщинок, що дозволяє встановити наявність ущільненої зони ґрунту і визначити її форму (на рисунку ця зона має форму клина, що розрізає ґрунт).

Цей спосіб був перевірений в ЛенморНДІпроект [64] при дослідженні взаємодії різних типів анкерних пристроїв з ґрунтом і надав позитивні результати.

3.1.5 Експериментальне дослідження тиску сипучого середовища на підпірну стінку із похилою задньою гранню в бік засипки

Дослідження [65] були виконані в установці з такими розмірами в плані: 1,2 х 5 м і висотою 4 м. В якості сипучого середовища використовувався морський пісок з частками від 0,1 до 2 мм і кутом внутрішнього тертя 37°.

В сипучому середовищі встановлювали прошарок білого піску з боку вікон установки. В процесі переміщення огороджуючої межі моделі стінки прошарок викривлявся, що надавало можливість заміряти і сфотографувати сліди ліній сповзання.

Результати експериментів для піску з кутом внутрішнього тертя $\varphi=37°$ зображені на рис. 3.6.

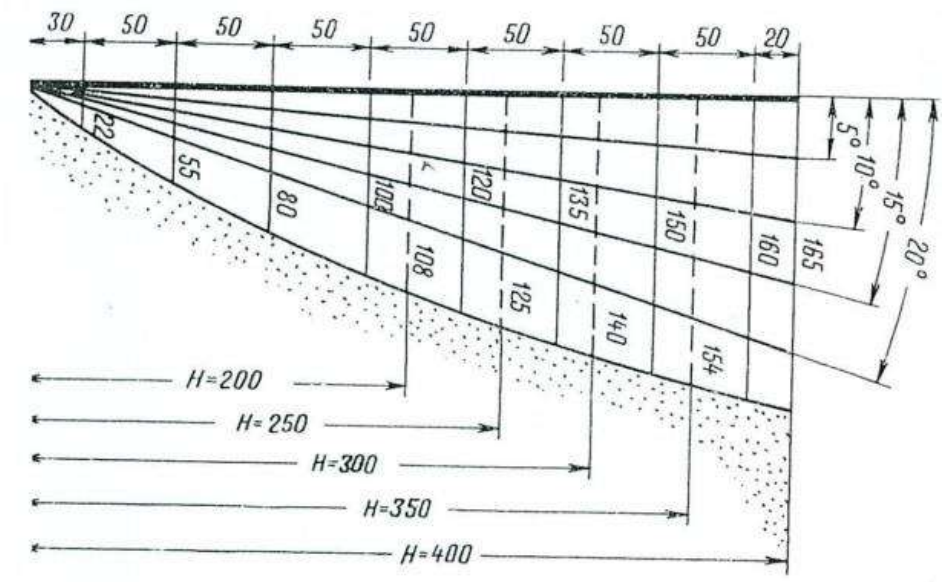

Рисунок 3.6 - Поверхня сповзання для стін з похилою задньою гранню в бік засипки (при паралельному переміщенні огороджуючої межі) [65]

Як зображено на рисунку, поверхня сповзання повністю збігається з аналогічною поверхнею, що була отримана для стінки з вертикальною гранню, і не змінюється при різних кутах нахилу огороджуючої межі моделі стінки до вертикалі в бік засипки. Внаслідок цього для кривої поверхні сповзання і в даному випадку може бути застосоване емпіричне рівняння:

$$y = c(3{,}6\varphi + 0.5)^{\frac{x}{c}} \qquad (3.2)$$

де φ - кут внутрішнього тертя ґрунту в радіанах; с - коефіцієнт, який вимірюється в одиницях довжини (с=1 м).

Для ілюстрації результатів досліджень були сфотографовані поверхні сповзання при стінках з похилою задньою гранню в бік засипки (рис. 3.7).

Для отримання величини і характеру розподілу тиску сипучого середовища було проведено 10 циклів експеріментів, по два для кожного кута нахилу стінки до вертикалі в бік засипки (5, 10, 15 та 20°). Визначені середні значення ординат кривої тиску піску на стінки з похилою задньою гранню в бік засипки при висоті стінок Н=2; 2,5; 3; 3,5 і 4 м.

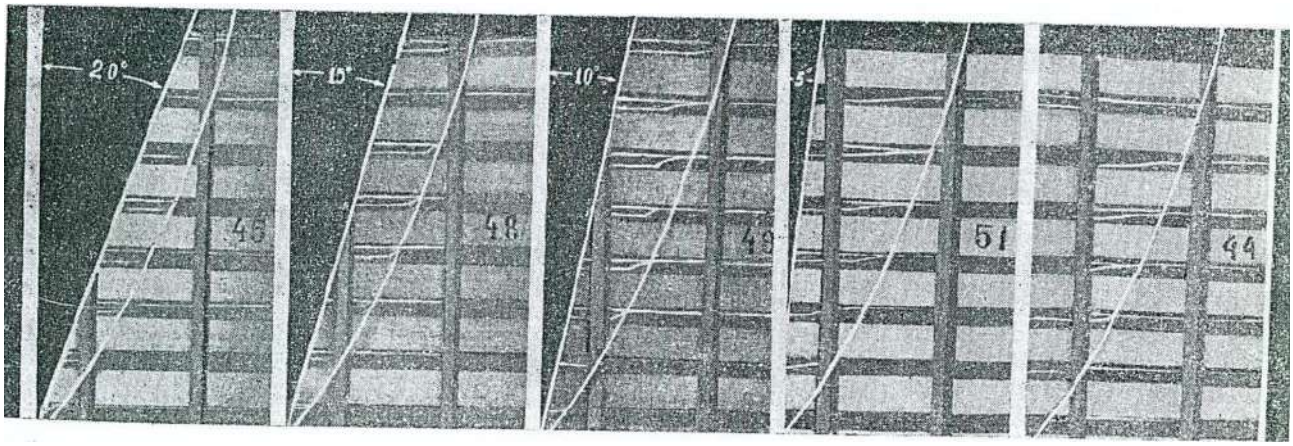

Рисунок 3.7 - Загальний вигляд поверхонь сповзання при стінках з похилою і вертикальною задньою гранню при кутах нахилу до вертикалі від 20° до 0° [65]

Для порівняння отриманих за результатами досліджень величин тиску піску з розрахунковими, автором З.В. Цагарелі [65] були проаналізовані деякі формули для визначення горизонтального тиску ґрунту на задню грань похилої стінки в бік засипки і був введений певний поправочний множник.

1. Як вказує Цагареллі [65], формула, наведена в Правилах і вказівках з проектування залізобетонних, металевих, бетонних і кам'яних штучних споруд на автомобільних дорогах

$$E_{\Gamma} = E_0\left(1 - tg\alpha \cdot tg\varphi\right) \tag{3.3}$$

де E_0 - тиск ґрунту на умовну вертикальну грань.

2. Формула Ю. Я. Штаєрмана [65], отримана внаслідок перетворення формул, наведених Н. І. Бєзуховим та І. П. Прокоф'євим, має вигляд

$$E_{\Gamma} = E_0\left(1 - tg\alpha \cdot tg\varphi\right)^2 \tag{3.4}$$

3. Формула Б.А. Урецького [65]

$$E = \frac{1}{2}\gamma H^2 \frac{tg\vartheta_0 - tg\alpha}{tg(\vartheta_0 + \varphi)} \tag{3.5}$$

В цій формулі

$$tg\vartheta_0 = -tg\varphi + \sqrt{(1+tg^2\varphi)(1+tg\alpha / tg\varphi)} \tag{3.6}$$

де α - кут нахилу задньої грані до вертикалі;

ϑ_0 — кут нахилу площини сповзання до вертикалі.

Для порівняння з експериментальними даними за основу була прийнята формула (3.3). Результати порівняння експериментальних і розрахункових даних для стінок висотою *H*=2; 3 і 4 м, з нахилом в бік засипки, показують, що експериментитальні значення тиску на стінку *E* зі збільшенням її нахилу в бік засипки знижуються закономірно для всіх висот стін. Якщо прийняти за 100% величину тиску на стінку з вертикальною задньою гранню, то при кутах нахилу задньої грані 5, 10, 15 і 20° тиск буде зменшуватися відповідно на 12, 21, 30 і 38%.

Отже, нормальний тиск ґрунту на кожен градус кута нахилу в бік засипки знижується приблизно на 2% в порівнянні з горизонтальним тиском на стінку з вертикальною задньою гранню. Точка докладання тиску, рахуючи від низу стінки знаходиться приблизно на висоті *0,42H*.

Порівняння горизонтального тиску ґрунту, визначеного за формулою

$$E_0 = 0{,}5\gamma H^2 tg^2(45^\circ - \varphi/2) \tag{3.7}$$

з результатами розрахунку за формулою 3.3 показало, що при α=5, 10, 15 і 20°, тиск відповідно знижується на 7, 13, 20 і 27%, тобто трохи менше, ніж за експериментальними даними.

Горизонтальний тиск $E_Г$, отриманий експериментально, в середньому становить 98% тиску підрахованого за формулою (3.3).

Проведені дослідження надали наступні результати:

а) Крива поверхні сповзання залишається постійною при зміні кута нахилу огороджуючої межі стінки і добре описується показниковою функцією (3.2).

б) Горизонтальний тиск ґрунту при похилих стінках в бік засипки наближено можна приймати рівним тиску ґрунту, отриманому згідно Кулону без урахування тертя ґрунту стінки з помноженням на поправочний коефіцієнт *k*.

в) Нормальний тиск на стінку із збільшенням кута нахилу задньої грані в бік засипки зменшується за рівнянням

$$E = E_0(1 - 0{,}02\alpha^\circ) \tag{3.8}$$

За результатами дослідження встановлено, що тиск на похилу стінку $E_г$ пов'язаний із E_0 залежністю

$$E_Г = \frac{E_0}{\cos\alpha}\left(1 - \frac{0{,}02\alpha}{tg37^\circ}tg\varphi\right) = \frac{E_0}{\cos\alpha}\left(1 - 0{,}027\alpha^\circ tg\varphi\right) = kE_0 \tag{3.9}$$

Залежність коефіцієнта зменшення тиску ґрунту на похилі стінки

$$k = \left(1 - 0{,}027\alpha^\circ tg\varphi\right)/\cos\alpha \tag{3.10}$$

г) Точка докладання повного тиску ґрунту розташована на висоті, рахуючи від низу стінки (по вертикалі), що дорівнює *0,42 H*.

Аналіз наведених вище результатів досліджень дозволяє зробити наступні висновки:

- загальний тиск ґрунту на заанкеровані стінки є наближеним до тиску, що обчислюється згідно Кулону, або є на 10-20% менше такого тиску (за рахунок перерозподілу тиску і тертя ґрунту о стінку). Зменшення тиску ґрунту порівняно

з тиском спокою виникає при дуже невеликих відносних переміщеннях стінки в бік «від ґрунту», що дорівнюють *(0,0002-0,0005)H*.

- несуча здатність анкерних плит внаслідок ущільнення ґрунту перед ними значно перевищує розраховану несучу здатність при початкових кутах внутрішнього тертя.

Результати досліджень також показують, що напружений стан в елементах больверка залежить від ряду чинників: гнучкості і матеріалу стінки, довжини різних ділянок шпунта (наданкерної, прогонової, зануреної в ґрунт), податливості анкерних пристроїв, характеристик ґрунту засипки і основи, способів і якості виконання робіт та ін. Крім того, на напружений стан в елементах впливають різноманітні розрахункові умови (коливання горизонтів води і різні поєднання навантажень).

Більшість науковців відзначали, що жодна з теорій, заснованих на суворих положеннях механіки ґрунтів, не в змозі описати всього комплексу складних явищ, що впливають на напружений стан в заанкерованій шпунтовій стінці. Тому при розробці методу розрахунку больверку, придатного для інженерної практики, потрібно виходити з основного фактору - найбільш ймовірного типу деформацій стінки. Інші фактори, що впливають на напружений стан розглянутої конструкції, необхідно враховувати за допомогою коефіцієнтів умов роботи, одержуваних при аналізі результатів проектування, будівництва і дослідження набережних.

3.2 Лабораторне фізичне моделювання інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерних опор у вигляді «гребінки»

Метою лабораторних досліджень, виконаних автором в лабораторії кафедри «Морські та річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація» Одеського національного морського університету, було вивчення особливостей інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерної опори у вигляді «гребінки», розробленого і запатентованого за участю автора (див. розділ 2 цієї дисертації). Відзначимо, що дослідження такого роду раніше не

проводілись. До переліку завдань, поставлених на етапі планування даних експериментів, слід віднести визначення несучої здатності анкерного пристрою в залежності від його конструктивних особливостей і визначення доцільної області застосування в сфері технічної експлуатації воднотранспортних споруд.

Як вже згадувалося раніше, досвід експлуатації та розрахунки надійності причальних споруд показують, що причали, які знаходяться в експлуатації мають певні резерви несучої здатності і міцності. Викладені міркування також підтверджуються чисельними лабораторними і натурними випробуваннями больверків та їх конструктивних елементів, проведеними раніше [66]. Тому однією з цілей даного дослідження було виявлення даних резервів при порівнянні і вивченні роботи анкерного пристрою традиційної та інноваційної конструкцій.

3.2.1 Мета та завдання експерименту

Новизна запропонованого конструкторсько-технологічного рішення анкерної системи больверка обумовила необхідність доповнення чисельного моделювання роботи розглянутих споруд експериментальними дослідженнями (фізичним експериментом на моделях в лабораторних умовах).

Основною метою таких лабораторних досліджень, що проводилися вперше, було вивчення особливостей роботи анкерного пристрою інноваційної конструкції у вигляді «гребінки», зокрема, характерних залежностей «навантаження - переміщення», а також вплив параметрів конструкції «гребінки» на несучу здатність анкерної системи.

До числа завдань лабораторних дослідів відносилося:

• порівняння параметрів напружено-деформованого стану та роботи системи «анкерна опора - піщане середовище» для традиційної конструкції анкерної опори у вигляді одиночної плити та інноваційної конструкції у вигляді «гребінки»

• вплив конструктивних особливостей запропонованої анкерної системи (кількості анкерних плит, їх розмірів та компонування в «гребінці») на реалізовану здатність опору ґрунтового середовища і, відповідно, на несучу здатність системи.

Визначення тиску ґрунту на заанкеровані воднотранспортні споруди є важливим інженерним завданням, оскільки в практиці завжди мають місце переміщення підпірних стінок розглянутих споруд в процесі їх будівництва і експлуатації, при яких відбувається перерозподіл напружень всередині ґрунтової маси засипки і тому величина тиску на споруду змінюється (збільшується або зменшується).

Основними параметрами, обумовленими в ході лабораторного експерименту були:

- несуча здатність анкерної системи *E*, тобто (в граничному стані - пасивний) тиск опору ґрунту на анкерні плити;

- переміщення анкерного пристрою;

- характер переміщення ґрунту піщаної засипки;

- наявність/виникнення призм випирання на поверхні засипки;

- характер розподілу бічного тиску ґрунту між плитами «гребінки»;

- вплив кута нахилу до вертикалі плит «гребінки» на величину несучої здатності.

3.2.2 Експериментальне устаткування, вимірювальна та реєструюча аппаратура

Дослідження анкерних опор больверка здійснювалося на спеціальному стенді, до складу якого входили:

- ґрунтовий лоток;

- моделі анкерних систем різних типів;

- навантажувальний пристрій;

- апаратура для вимірювання переміщень анкерних опор.

Ґрунтовий лоток (рис. 3.8, 3.9) являє собою обмежений з п'яти боків простір, всередині якого розташовується піщаний ґрунт і модель досліджуваної споруди [67]. Дві зовнішні бічні сторони виконані з прозорого матеріалу, що дозволяє спостерігати за траєкторією руху часток ґрунту під час проведення дослідів. Одна торцева сторона лотка (рухома або нерухома) може служити моделлю реальної лицьової стінки больверка. Інша торцева сторона лотка - збірно-розбірна і носить допоміжний характер. Розміри лотка наступні:

- ширина - 100 см;
- довжина - 105 см;
- висота - 135 см.

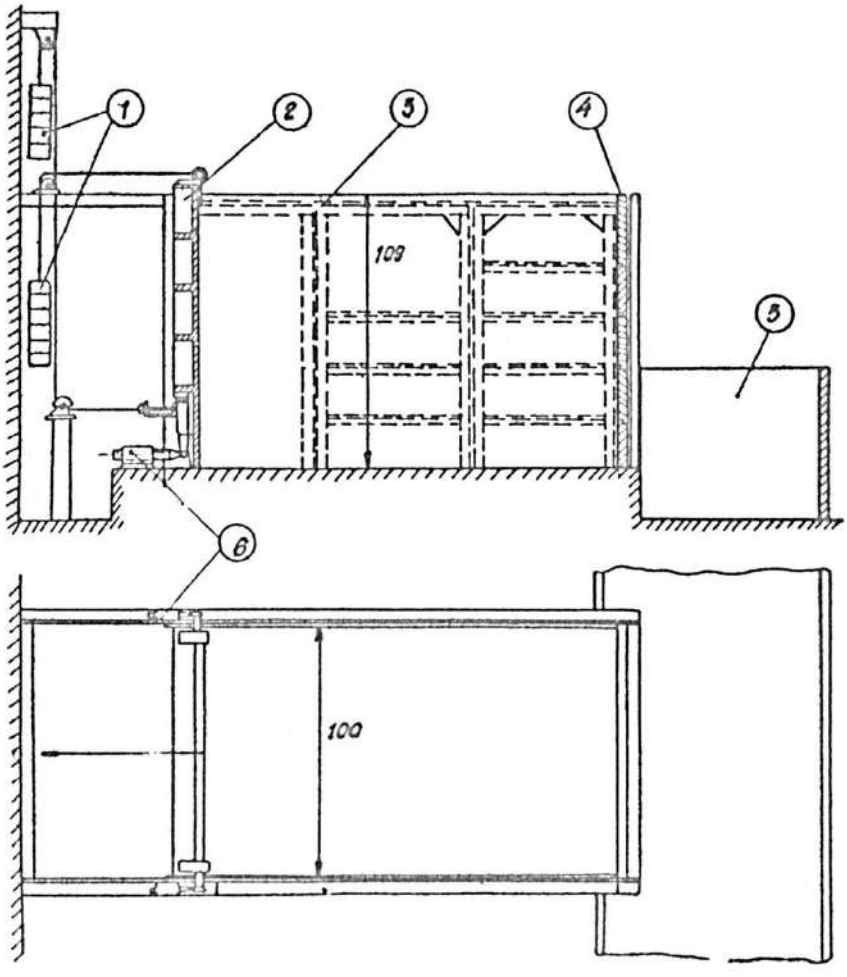

Рисунок 3.8 - Схема ґрунтового лотка: 1 - навантажувальний пристрій; 2 - щит; 3 - каркас лотка; 4 - задня стінка; 5 - ємність для піску; 6 - опорні пристрої [67]

Бічні стінки виконані з полірованого скла товщиною 20 мм і металевого каркасу. Щит поз.2 на рис. 3.8 виконаний з дюралюмінієвого сплаву. Опорні пристрої поз. 6 на рис. 3.8 (два в верхній частині і один в нижній) утримують щит в початковому положенні під дією бічного тиску ґрунту засипки. Щит має гнізда для установки ґрунтових датчиків і отвори для можливості підключення динамометру та гвинтового домкрату для докладання навантаження. Конструкція щита захищена авторським свідоцтвом СРСР №506688 [67].

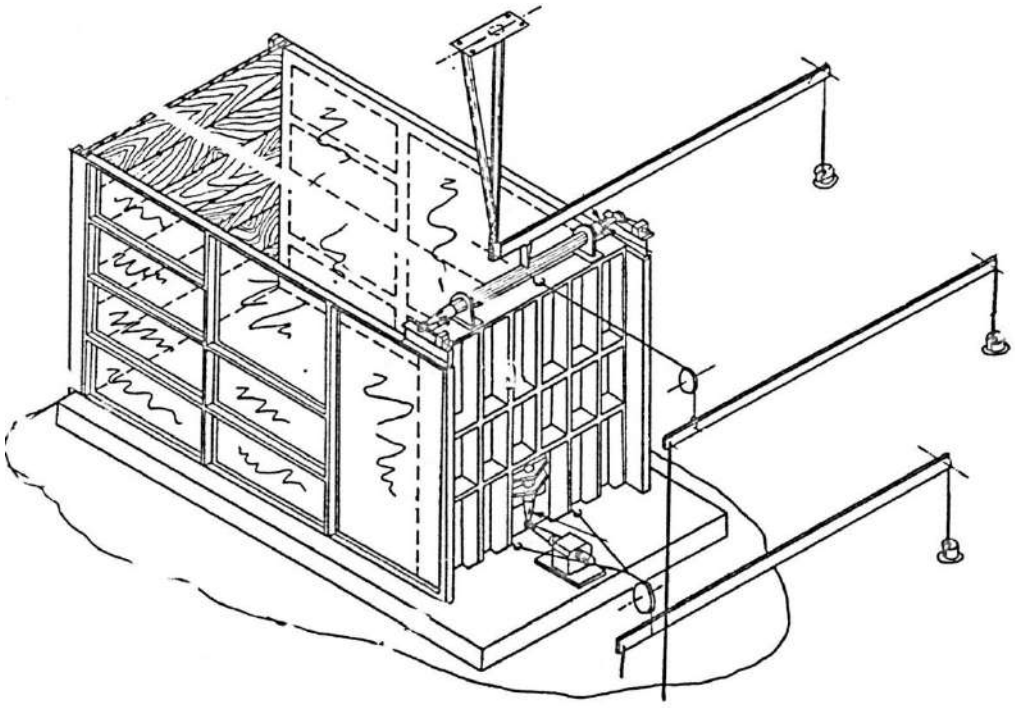

Рисунок 3.9 - Загальний вигляд ґрунтового лотка [67]

Моделі відповідно до схеми експерименту (рис. 3.10) розташовані в лотку за призмою обвалення ґрунту засипки, в межах призми випирання (поз.3). Згідно винаходу [49], моделі анкерних опор виконані у вигляді «гребінки» (рис. 3.10, б) і являють собою закріплені уздовж жорсткого сердечника анкерні плити, причому відстань між суміжними анкерними плитами є такою, що ближча до лицьової стінки плита не перетинає меж призми випирання ґрунту перед більш віддаленою від лицьової стінки плитою (призми випирання ґрунту будують під кутом $45^0+\varphi/2$ до вертикалі, де φ - кут внутрішнього тертя ґрунту).

Моделлю традиційної конструкції анкерної плити був щит ДСП (рис. 3.10 а, 3.11, 3.12) з розмірами: довжина - 50 см, висота - 30 см, товщина - 3 см. Розміри плит «гребінки» прийняті наступні: довжина - 50 см, висота - 10 см, товщина - 3 см.

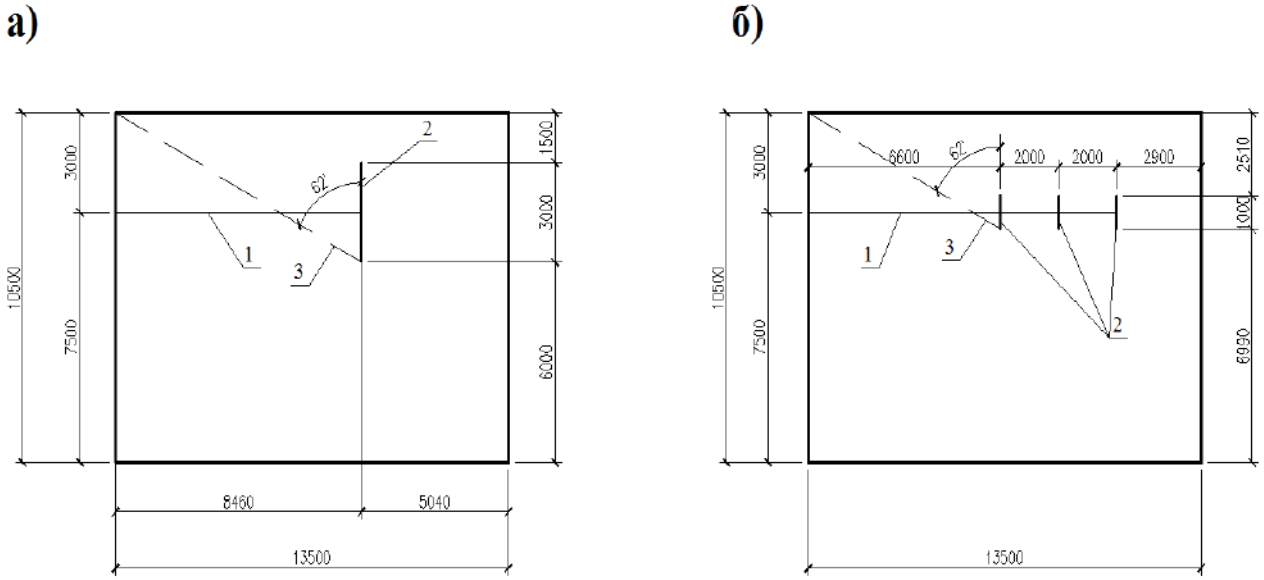

Рисунок 3.10 - Схема експерименту: а - для традиційної конструкції; б - для «гребінки» згідно винаходу [49]; 1 - анкерна тяга; 2 - анкерні плити; 3 - межа призми випирання ґрунту

Ґрунтовий лоток заповнений сухим кварцевим дрібнозернистим піском (з Люберецького кар'єру) із наступними характеристиками:

- кут внутрішнього тертя - $\varphi=33^0$;
- кут тертя ґрунту о стінку - $\delta=28^0$;
- питома вага - $\gamma=26,5$ кН/м^3;
- об'ємна вага в пухкому стані - $\gamma=14,5$ кН/м^3;
- об'ємна вага в ущільненому стані - $\gamma=15,5$ кН/м^3;
- коефіцієнт пористості - $\varepsilon=0,71$;
- вологість ґрунту в повітряно-сухому стані - $W=0.07\%$;
- модуль деформації - $E=1,6\cdot10^4$ кН/м^2;
- зчеплення - $c=0,1$ кН/м^2;
- коефіцієнт Пуассона $\mu=0,3$.

Властивості матеріалу плити:

- модуль пружності деревностружкової плити (ДСП) - $E=3,06 \cdot 10^7$ кН/м^2;
- коефіцієнт Пуассона ДСП μ = 0,35;
- щільність щита ДСП - 7,77 кН/м^3;
- вага щита ДСП моделі анкерної плити традиційної конструкції - 0,035 кН (3,5 кг).

Масштаб моделей у вертикальній площині 1:10, в горизонтальній площині 1: 2 у відношенні до реальних розмірів плит: за традиційним рішенням - 3,0 х 1,0 х 0,3 м і плит «гребінки» 1,0 х 1,0 х 0,3 м. На рис. 3.11 та 3.12 зображені схема установки одиночної анкерної плити і детальний вигляд з'єднання анкерної плити, виконаної з щита ДСП, з анкерною тягою у вигляді металевого прута.

Анкерна тяга являє собою сталевий прут квадратного перетину з розмірами 14х14 мм. Жорстке кріплення анкерної тяги до плит «гребінки» здійснювалося за допомогою анкерної балки, виготовленої з двох симетрично випиляних кутових профілей 45х45 мм, з'єднаних з плитами за допомогою болтів (рис. 3.13, 3.14). Улаштування моделі в ґрунті і відсипання піску проводилося вручну.

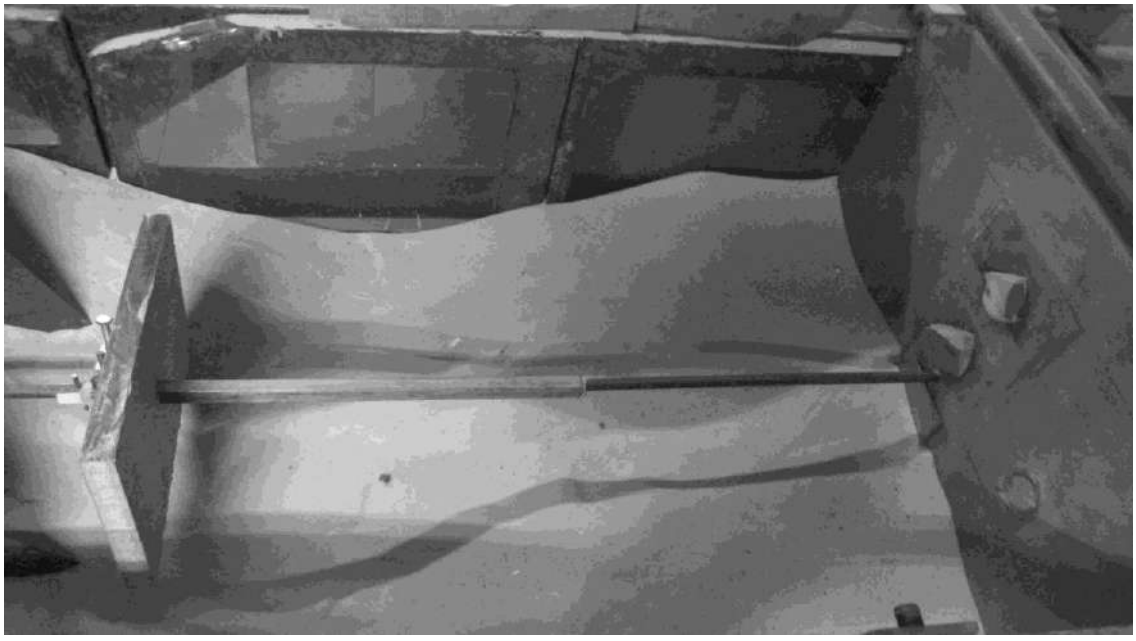

Рисунок 3.11 - Модель типової конструкції одиночної плити всередині установки до відсипання піску

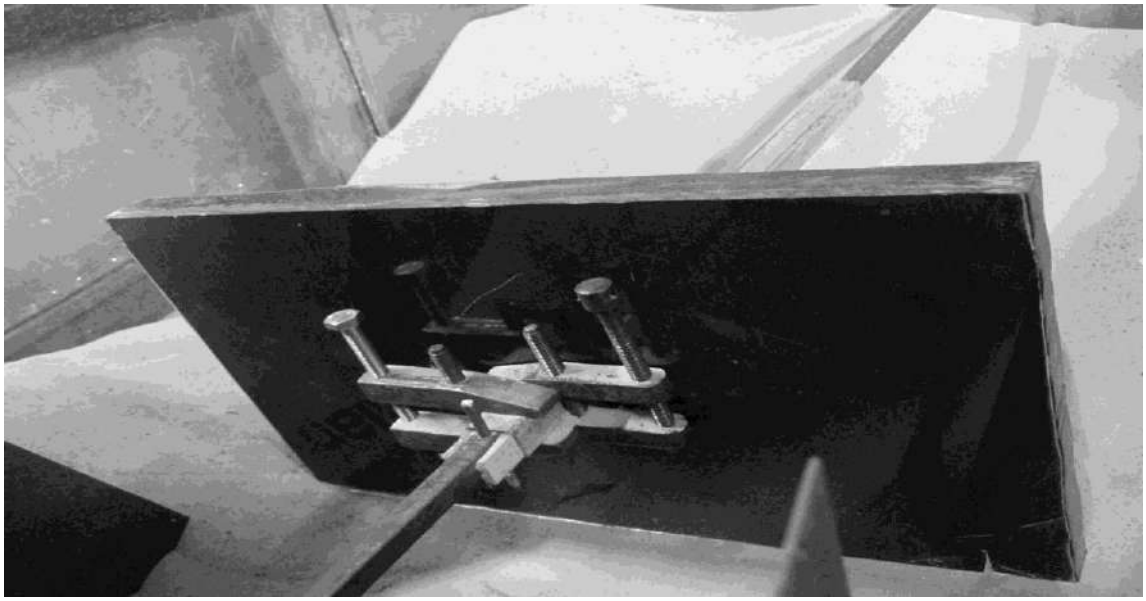

Рисунок 3.12 - Кріплення анкерної тяги до моделі одиночної плити

Для моделі «гребінки» були розглянуті три положення її розташування по висоті (відносно висоти одиночної плити згідно традиційного рішення): в межах верхньої третини одиночної плити (далі - «по верху»), в межах середньої третини одиночної плити (далі - «по середині»), в межах нижньої третини одиночної плити (далі - «по низу»). Для цього в задній стінці лотка були виконані відповідні отвори для кріплення анкерної тяги.

Навантаження анкерної системи здійснювалося за допомогою гвинта (гвинтового домкрату), один кінець якого був прикріплений до шарнірно з'єднаної з плитою металевої труби-тяги через динамометр марки ДПУ-0,5-2 5 кН), а інший - кріпився за допомогою болтів до кутової балки, розташованої на спеціальних опорах. Горизонтальні переміщення фіксувалися за допомогою індикатора годинникового типу (точність - 0,01 мм, максимальне переміщення - 10 мм) та прогиноміра Максимова (точність - 0,01 мм, максимальне переміщення - нескінченне).

Для об'єктивної оцінки ефективності роботи запропонованого інноваційного рішення в порівнянні з традиційним конструктивним рішенням, а саме для оцінки реалізованої несучої здатності анкерного пристрою, була забезпечена однакова матеріаломісткість обох типів анкерної системи. З цією

метою моделі традиційної та інноваційної анкерних систем були запроектовані і виконані таким чином, що сумарна площа контакту анкерних плит з ґрунтом засипки і сумарний обсяг матеріалу анкерних плит в кожному випадку були однакові.

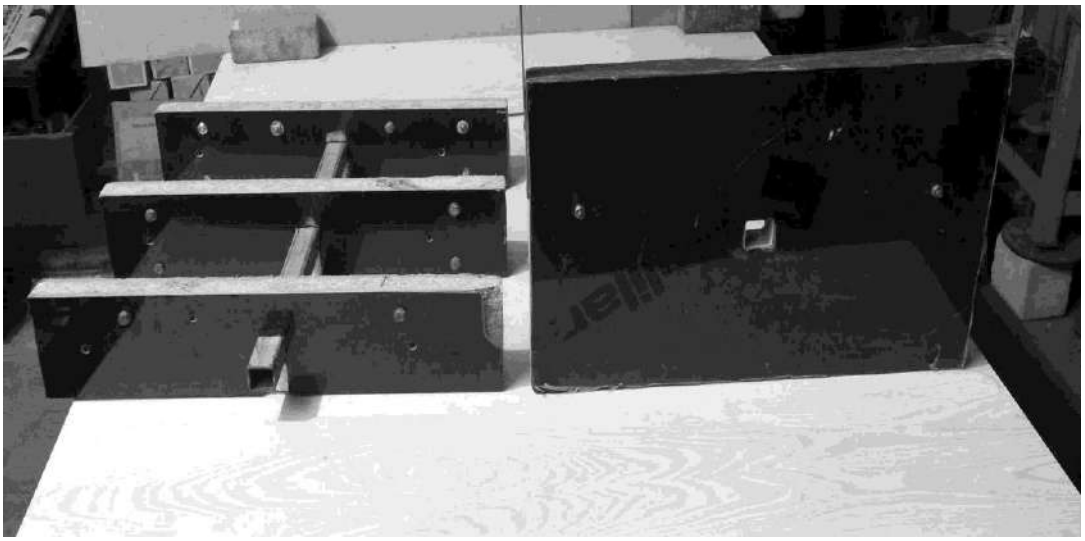

Рисунок 3.13 - Моделі одиночної анкерної плити і «гребінки» з вертикальним положенням плит

Рисунок 3.14 - Модель анкерного пристрою у вигляді «гребінки» з вертикальним положенням плит. Зображено особливості кріплення анкерної тяги до моделі «гребінки»

Вихідні дані для експерименту були прийняті наступні:

а) висота анкерної одиночної плити *H=0,3 м*;

б) висота плит «гребінки» *h=0,1 м*;

в) кількість плит в «гребінці» - 3 шт.;

г) довжина плит в плані *L=0,5 м*;

д) крок плит «гребінки» *l=0,2 м*, що відповідає умовам розробленого винаходу про те, що ближча до лицьової стінки бульверка анкерна плита не перетинає кордон призми випирання перед більш віддаленою від лицьової стінки анкерною плитою;

ж) заглиблення одиночної плити *T=0,15 м* від поверхні ґрунту в лотку;

з) заглиблення «гребінки»:

1) положення «по верху» - *T=0,15 м* від поверхні ґрунту в лотку;

2) положення «по середині» - *T=0,25 м* від поверхні ґрунту в лотку;

3) положення «по низу» - *T=0,35 м* від поверхні ґрунту в лотку;

і) модель «гребінки» була виконана двох типів, для кожного з яких були проведені серії дослідів з урахуванням трьох положень при різній величині заглиблення:

1. вертикальна модель «гребінки» - плити розташовані під кутом 90^0 до анкерної тяги;

2. похила модель «гребінки» - плити розташовані під кутом 10^0, 20^0, 30^0 від вертикалі (рис. 3.15).

Рисунок 3.15 - Модель анкерного пристрою у вигляді «гребінки» з похилим положенням плит під кутом 20^0

3.2.3 Планування експериментальних досліджень

Планування експериментальних досліджень здійснювалося виходячи з необхідної кількості випробувань, достатніх для отримання належних відомостей про роботу інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерних опор у вигляді «гребінки» із певною ймовірністю та заданим ступенем точності. Згідно [80] теорія планування експерименту базується на стохастичній уяві про характер досліджуваних процесів, тому головним методом вивчення цих процесів є методи теорії ймовірності та математичної статистики.

Як зазначається в [81, 82], згідно теорії планування експериментальних досліджень, необхідна кількість випробувань у випадку застосування нормального закону розподілу досліджуваних величин визначається за формулою:

$$n = \frac{t^2 \cdot \gamma^2}{[\Delta]^2} \tag{3.11}$$

де n – необхідна кількість випробувань;

γ - коефіцієнт варіації;

$$\gamma = \frac{G}{\bar{x}} \tag{3.12}$$

де $\bar{x}$ - середнє арифметичне досліджуваної величини;

G – середнє квадратичне відхилення досліджуваної величини (G^2 – дисперсія);

t – коефіцієнт довіри, якому відповідають ймовірності, що гарантують певні величини порогової помилки експериментальних досліджень;

$[\Delta]^2$ - порогова відносна помилка вимірювань.

Вибір необхідної кількості дослідів був виконаний за одним із основних параметрів досліджуваного пристрою – несучою здатністю анкерної системи E,

тобто тиском опору ґрунту (в граничному стані – пасивним тиском) на анкерні плити. За базову величину несучої здатності за j-ою формою приймається середнє арифметичне значень несучої здатності, що визначається згідно кількості проведених ескпериментів.

Нижче наведені вибіркові значення попередньо проведених пробних дослідів та за їхніми характеристиками був визначений коефіцієнт варіації, згідно якого у подальшому визначалася необхідна кількість дослідів [82, 83].

Для визначення необхідної кількості дослідів були прийняті наступні параметри:

$$[\Delta] = 0{,}05;$$

α=0,05 - рівень важливості, що відповідає припустимій ймовірності *P=0,95* [84];

t=2,201 – коефіцієнт довіри, що являє собою довірливі межі нормального розподілу (визначається за таблицями Стьюдента з урахуванням рівня важливості *α=0,05* та кількості ступенів вільності вимірюваної величини *m=11* (у загальному випадку *m=n-1*, де *n* – кількість дослідів, в поданому випадку *n=12*).

Середнє арифметичне переміщень та дисперсія визначаються відповідно за формулами [84, 81, 80]:

$$\overline{\omega} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\omega_i; \tag{3.13}$$

$$G^2 = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(\omega_i - \overline{\omega})^2 \tag{3.14}$$

Обробка результатів випробувань наведена в таблиці 3.1. За отриманими величинами дисперсії та коефіцієнта варіації із заданою ймовірністю та точністю за формулою (3.11) визначається необхідна кількість дослідів, достатня для того, щоб описати генеральну сукупність показників несучої здатності анкерного пристрою.

Таким чином, вибір необхідної кількості дослідів для випробувань

інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерних опор у вигляді «гребінки» відображений у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Визначення необхідної кількості експериментів при дослідженні анкерних опор у вигляді «гребінки»

n	ω_i, кН	$\left\|\omega_i - \overline{\omega}\right\|$	$\left(\omega_i - \overline{\omega}\right)^2$
1	2,00	0	0
2	1,90	0,1	0,01
3	2,00	0	0
4	1,92	0,08	0,006
5	1,80	0,2	0,04
6	1,94	0,06	0,004
7	1,90	0,1	0,01
8	2,00	0	0
9	1,90	0,1	0,01
10	1,90	0,1	0,01
11	1,95	0,05	0,003
12	2,00	0	0
	23,21		0,0925

Підставляючі данні, отримані в ході дослідів в наведені вище залежності отримуємо:

$G^2 = 0{,}0084;\ G = 0{,}0917;\ x=1{,}9341;\ \gamma=0{,}0474;\ t=2{,}201;\ n=4{,}355.$

Отже, розрахунки довели, що необхідна кількість дослідів дорівнює $n=4$. Ця кількість дослідів може бути попередньо прийнята для дослідження параметрів роботи інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерних опор у вигляді «гребінки».

Критерій правильності визначення кількості експериментів для кожного випадку описується формулою:

$$\Delta = \frac{t \cdot \gamma}{\sqrt{n}} \leq [\Delta] \qquad (3.15)$$

де n – проведена кількість випробувань;

γ - коефіцієнт варіації, що відповідає кількості проведених випробувань;

t – коефіцієнт довіри, що визначається за таблицями Стьюдента з урахуванням $\alpha=0,05$ та $m=n-i$ (так при $n=4$; $\alpha=0,05$; $m=3$; $t=3,182$).

У випадку якщо величина відносної помилки Δ, що визначається за результатами чотирьох випробувань досліджуваного анкерного пристрою не задовольняє вимогам формули (3.15) необхідно провести додаткову кількість випробувань.

Таким чином, визначаємо критерій правильності при $G^2=0,0054$; $G=0,0739$; $x=1,955$; $\gamma=0,0378$; $t=2,201$; $n=4$.

Використовуючи формулу (3.15) отримуємо $\Delta=0,041 \leq [\Delta]=0,05$, що задовольняє вимогам правильності виконання досліджень.

3.2.4 Особливості проведення експериментального дослідження

Всього було проведено 14 серій, що складалися з 175 дослідів. Досліди проводилися без навантаження на поверхні засипки, при різному заглибленні і конструкції анкерних пристроїв.

Досліди проводилися в такій послідовності.

Спочатку був проведений дослід з анкерною плитою традиційної конструкції у вигляді одиночної плити. Модель анкерної опори встановлювалася в вертикальному положенні на відстані 15 см від поверхні лотка, рівномірно відсипався ґрунт засипки та вирівнювалася його поверхня, пісок відсипався без ущільнення, що забезпечувало однорідність засипки. Початкова жорсткість кріплення анкерної тяги забезпечувалася за рахунок її кріплення до лицьової стінки. Після відсипання піску модель залишалася в заданому положенні протягом 2-х діб. Перед початком досліду вимірювалися «нульові» відліки по

всіх приладах, а потім через динамометр за допомогою гвинтового домкрату покроково до анкерної тяги докладалося розтяжне зусилля. Зусилля докладалося ступенями по 0,05-0,1 від граничного значення (максимально можливого для даного типу вимірювального пристрою), при цьому замірялися відповідні горизонтальні переміщення. З огляду на те, що тиск ґрунту на стінку істотно залежить від її переміщень, стінка зазнавала поступального зсуву від 0,1 до 10 мм. Спочатку переміщення зростали пропорційно показникам динамометру. Після першого етапу дослідів анкерний пристрій залишався під навантаженням протягом доби, після чого протягом наступної доби перевірялися показання динамометра, потім здійснювалося скидання показань і повторне додавання зусилля з подальшим нарощуванням його значення, більшого, ніж в попередньому досліді. Переміщення при нарощуванні зусиль істотно не збільшувалися, що свідчило про значне ущільнення ґрунту перед анкерною опорою в ході першого експерименту. Осереднена сумарна величина зсуву склала 35 мм або близько 1/10 висоти одиночної плити. Аналогічні досліди були проведені і для моделей анкерного пристрою у вигляді «гребінки» різних типів.

Експеримент повторювався через певні проміжки часу до тих пір, поки спостерігався значний приріст навантаження. На етапі, коли величина навантаження залишалася незмінною, а переміщення продовжували зростати і візуально окреслювалося випирання ґрунту на поверхні засипки, дослід припинявся. Досліди повторювалися не менше чотирьох разів. Результати усереднювалися, квадратична помилка не виходила за межі 5%.

Наявність випирання підтверджувалася обрисом на поверхні засипки. Межі призми випирання в плані мали вигляд параболи (рис. 3.16), ширина якої зростала до бічних стінок лотка нерівномірно (з одного боку відстань від кордону параболи до стінки лотка склала 15 см, а з іншого - 23,5 см). В середній частині лотка (в плані) ця межа була відносно прямолінійна і паралельна моделі анкерної плити. Межі параболи звужувалися в міру віддалення від лицьової стінки, при цьому позаду анкерної опори утворилося значне еліпсоподібне

поглиблення на поверхні засипки. Поглиблення утворювалося по контуру анкерної опори, та мало форму виїмки глибиною 5,5 см, довжиною 53 см і шириною 25 см.

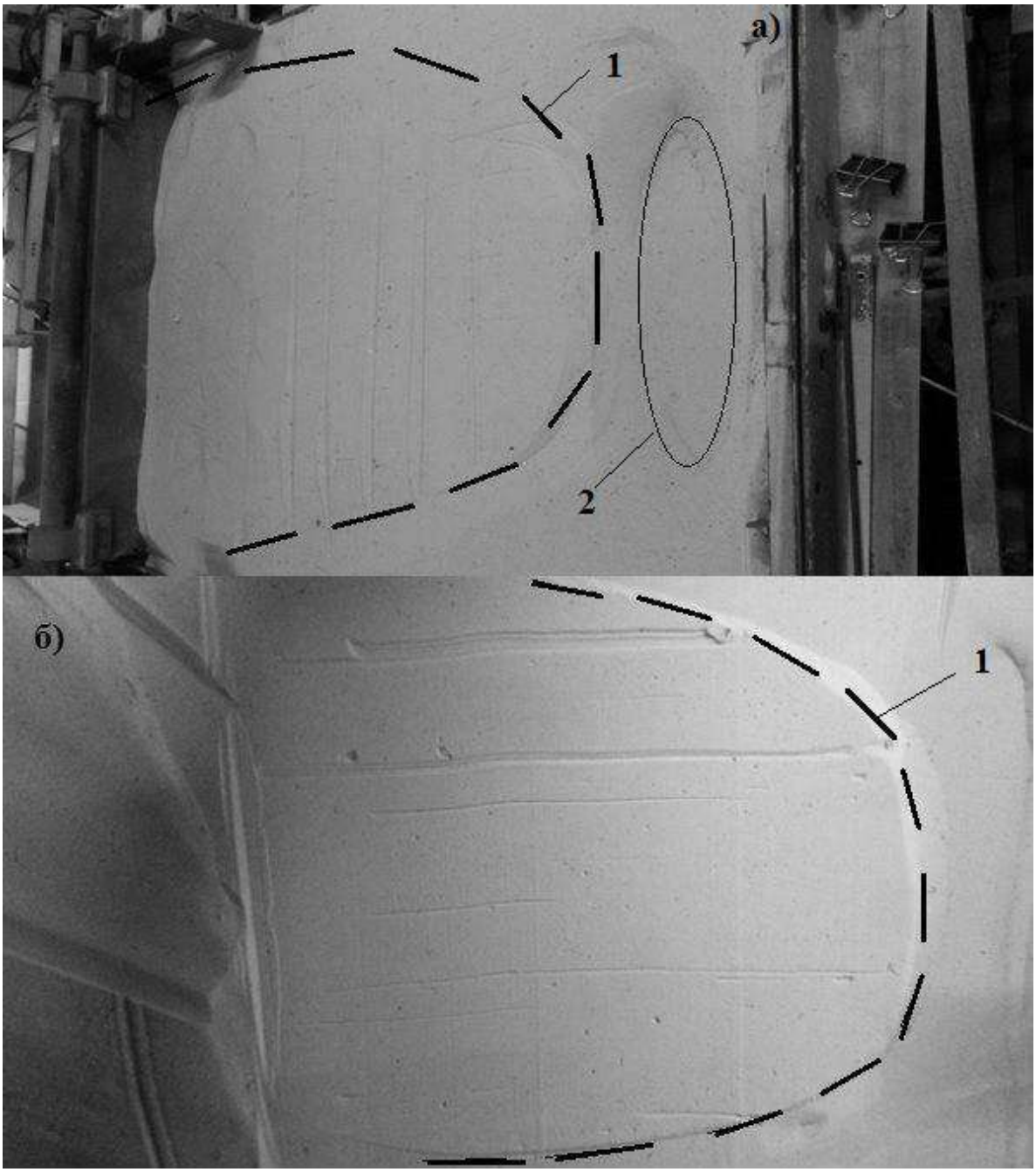

Рисунок 3.16 - Обриси призми випирання на поверхні засипки: а) зовнішній вигляд поверхні лотка з засипкою; б) випирання ґрунту на поверхні засипки; 1 - обриси зони випирання ґрунту, 2 - заглиблення на поверхні засипки поза анкерною опорою

Також для фіксації зон випирання, впоперек середньої частини лотка по поверхні засипки перед анкерної опорою була натягнута гнучка нитка на відстані 5 см від анкерної плити. Вона була натягнута таким чином, щоб не торкатися ґрунту на відстані приблизно 2-3 мм. Після закінчення експерименту візуально було зафіксовано наявність випирання піску засипки в цій області, нитка в середній її частині вже була заглиблена і трохи присипана піском, що відображено на рис. 3.17. Усереднене значення висоти зони випирання склало близько 0,7 см.

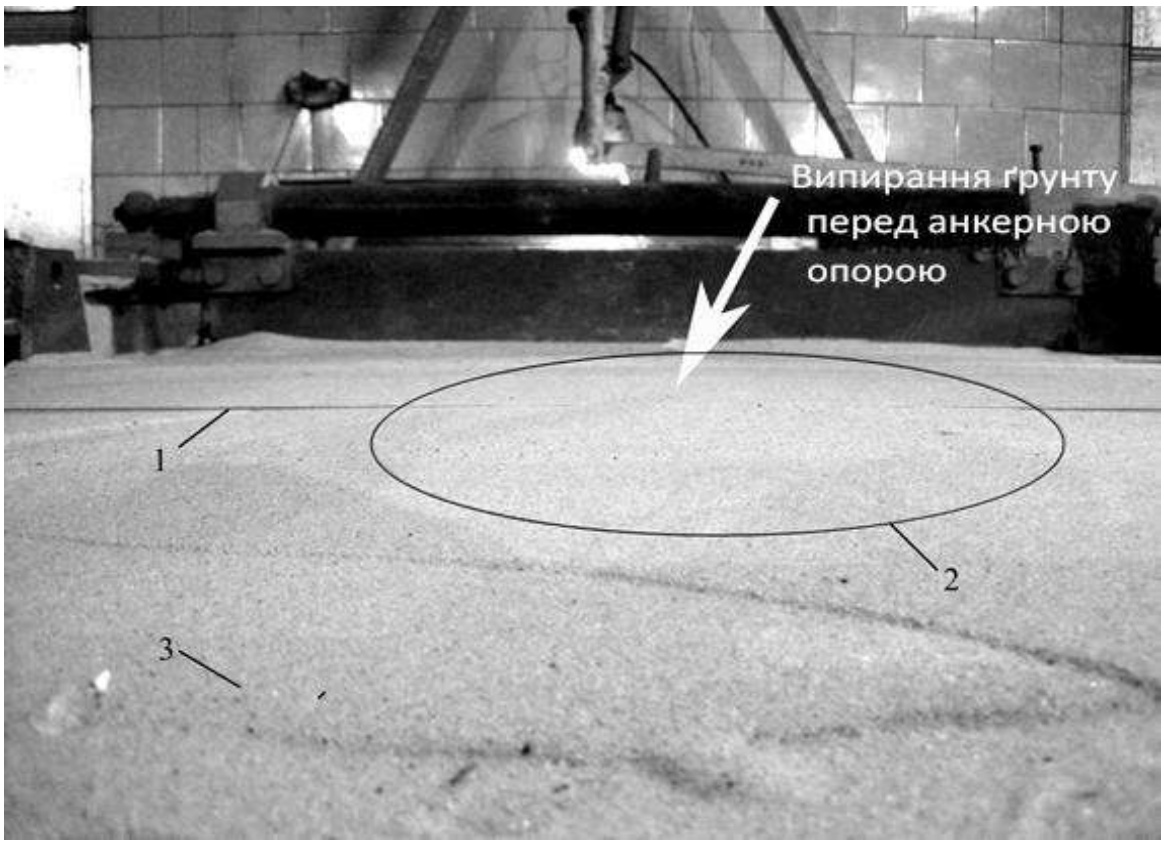

Рисунок 3.17 - Утворення випирання ґрунту засипки перед анкерною опорою: 1 - нитка, натягнута впоперек ґрунтового лотку для візуальної фіксації області випирання; 2 - область випирання ґрунту на поверхні засипки; 3 - поверхня піщаної засипки

Крім того, як зображено на рис. 3.18, в результаті переміщення ґрунту в бік зони випирання перед анкерною плитою, за нею утворюється провал

(западина), глибиною близько 5 см, що також демонструє характер переміщення засипки при проведенні експерименту.

Слід підкреслити, що заглиблення *T* верху анкерної плити є важливим параметром, оскільки анкерна несуча здатність істотно залежить від кількості плит в «гребінці», їх розміру і розташування по глибині в ґрунті засипки. Тому для того, щоб визначити оптимальне положення «гребінки», було розглянуто три положення запропонованого анкерного пристрою по глибині. У положенні «по середині» значення несучої здатності «гребінки» відповідає традиційному рішенню. У положенні «по низу» спостерігається значне збільшення несучої здатності «гребінки» при витратах матеріалу, згідно традиційному рішенню.

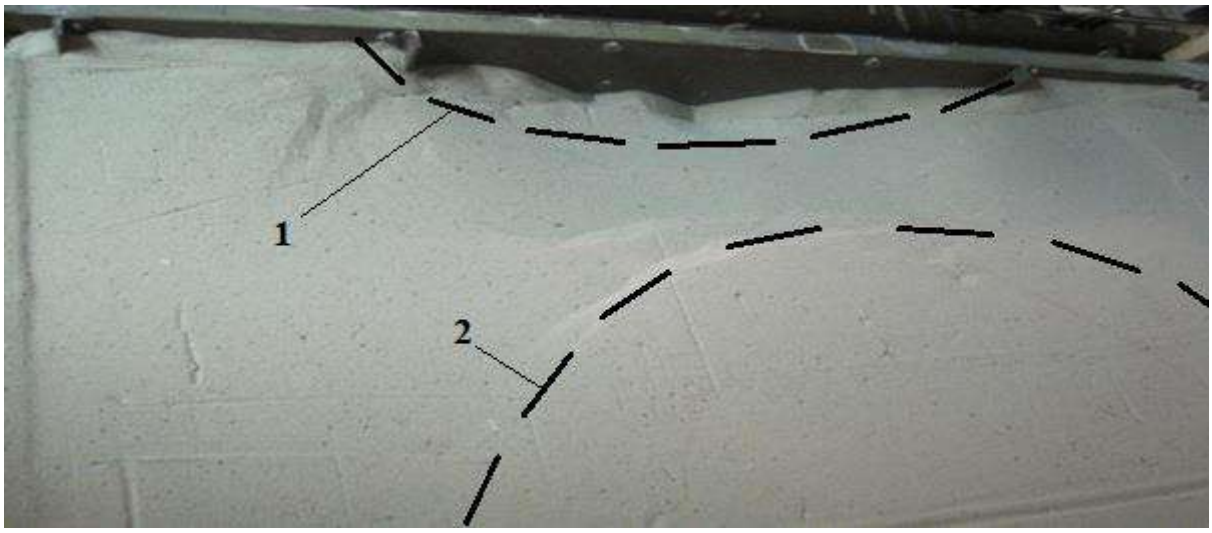

Рисунок 3.18 - Утворення провалу за анкерною опорою: 1 - западина на поверхні засипки за анкерною опорою, 2 - обриси випирання ґрунту

Існує думка, що сили тертя о бічні огороджувальні стінки ґрунтового лотка можуть вносити неточність в результати лабораторних досліджень. Однак це твердження не враховувало переміщення підпірної (лицьової) стінки, в той час як тиск ґрунту і вплив на нього огороджувальних стінок істотно залежать від величини зсуву засипки.

М. Н. Варгіним [57] в ході лабораторного експерименту було доведено, що при нерухомій (жорстко закріпленій) стінці/плиті бічні стінки не мають

впливу на вимірювання тиску ґрунту в середині лотка. Тому вплив стінок лотка в наведених експериментальних дослідженнях не враховувався.

3.2.5 Основні результати експериментального дослідження інноваційної конструкції анкерних опор

Результати досліджень наведені в табл. 3.2 та відображені на графіках залежності несучої здатності анкерного пристрою від величини заглиблення T і від конструктивних особливостей пристрою (рис. 3.19 - 3.21).

Як випливає з табл. 3.2, результати чисельного моделювання, в цілому, підтверджуються даними лабораторного експерименту. Застосування «гребінки» у верхньому та середньому положенні практично не дає приросту несучої здатності незалежно від кута нахилу плит. Однак, значне збільшення несучої здатності (на 56,7%) спостерігається для плит в нижньому положенні з кутом нахилу 30^{o}.

Таблиця 3.2 - Несуча здатність анкерної опори традиційної та інноваційної конструкції

№ досліду	Тип конструкції анкерного пристрою	Несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності, %
1	Одиночна плита	3,00	-
«Гребінка» в верхньому положенні			
1	Вертикального типу	1,80	Приросту не має
2	Під кутом 10^{0}	1,90	
3	Під кутом 20^{0}	1,85	
4	Під кутом 30^{0}	2,05	

Кінець таблиці 3.2 - Несуча здатність анкерної опори традиційної та інноваційної конструкції

№ досліду	Тип конструкції анкерного пристрою	Несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності, %
«Гребінка» в средньому положенні			
1	Вертикального типу	2,75	Приросту не має
2	Під кутом 10^0	3,18	6
3	Під кутом 20^0	2,70	Приросту не має
4	Під кутом 30^0	2,85	
«Гребінка» в нижньому положенні			
1	Вертикального типу	3,9	30
2	Під кутом 10^0	4,15	35
3	Під кутом 20^0	4,25	41,7
4	Під кутом 30^0	4,70	56,7

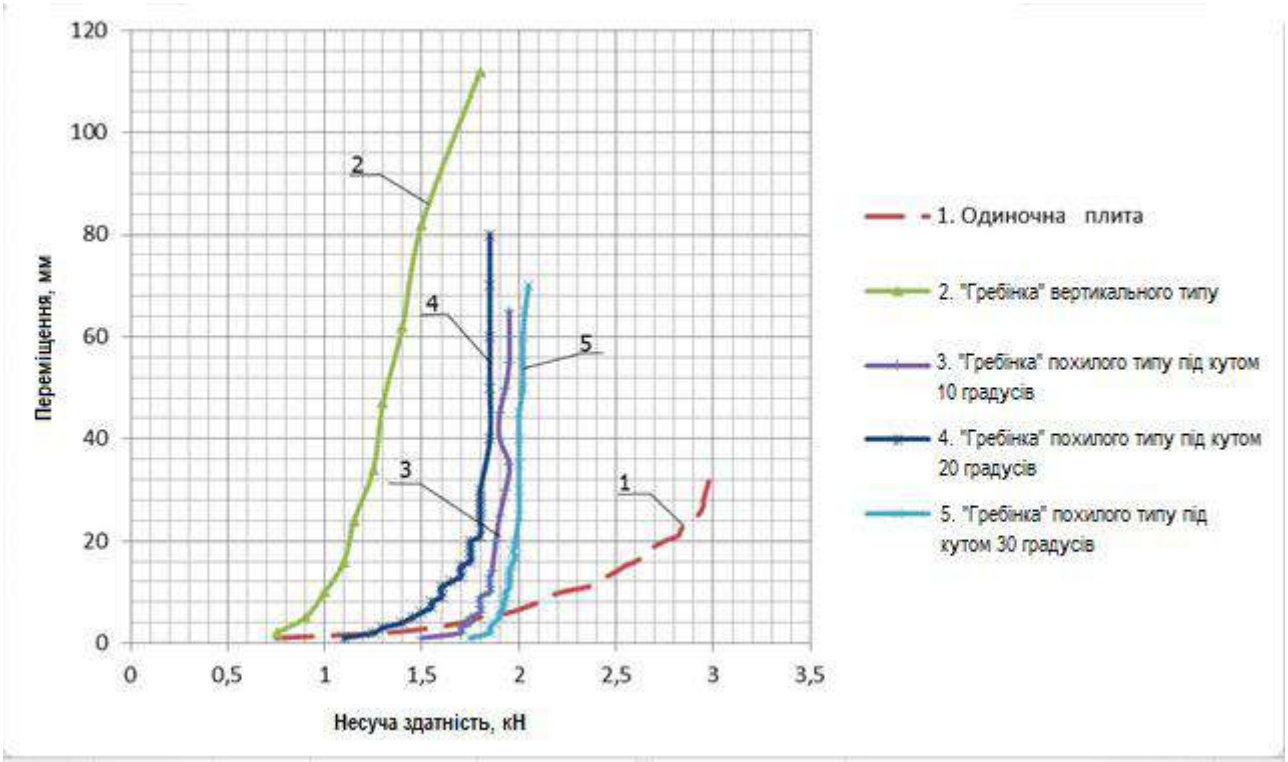

Рисунок 3.19 - Графіки залежності несучої здатності від переміщень анкерного пристрою у вигляді «гребінки», що відповідають його положенню «по верху»

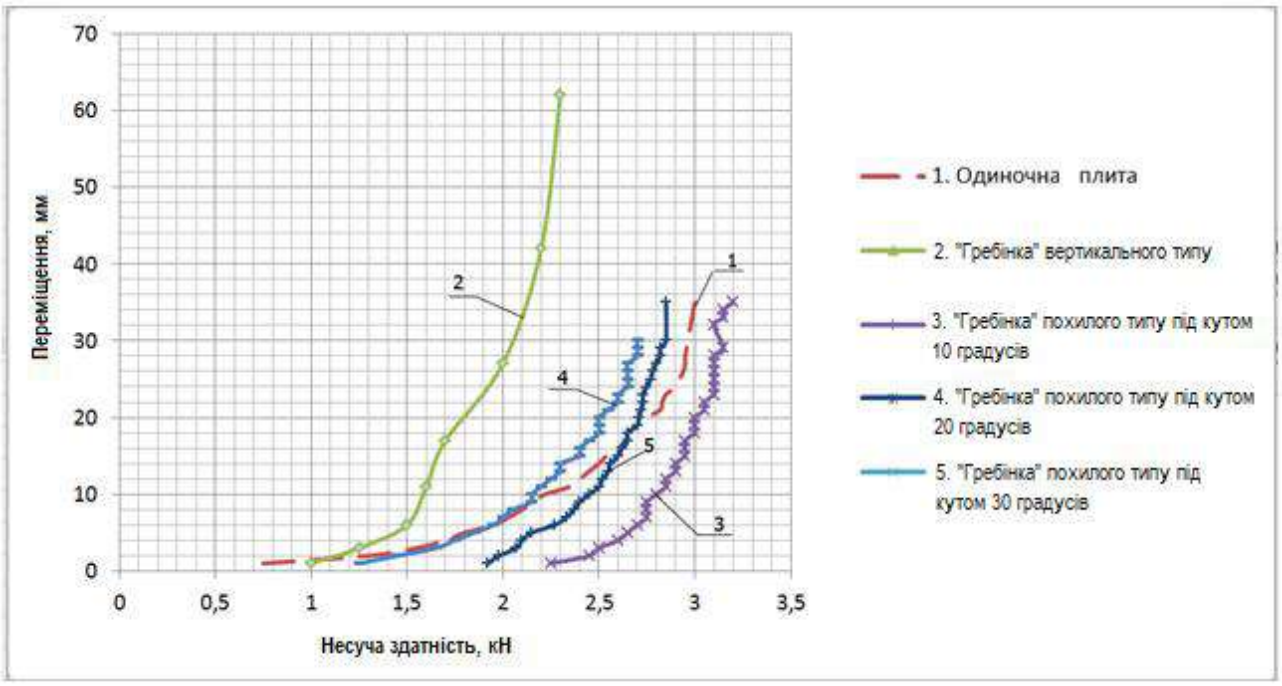

Рисунок 3.20 - Графіки залежності несучої здатності від переміщень анкерного пристрою у вигляді «гребінки», що відповідають його положенню «по середині»

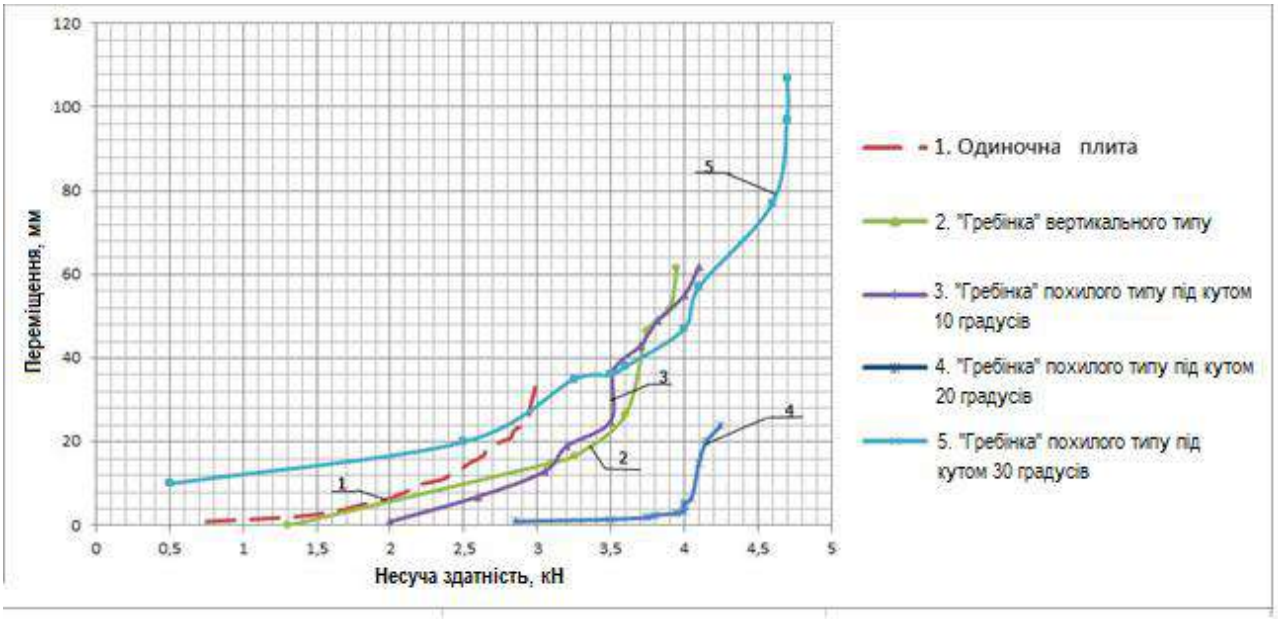

Рисунок 3.21 - Графіки залежності несучої здатності від переміщень анкерного пристрою у вигляді «гребінки», що відповідають його положенню «по низу»

В результаті проведеного дослідження впливу кута нахилу плит анкерного пристрою на його ефективні показники, отримано сімейство кривих

для кожного з типів анкерного пристрою, описуваних двопараметричною функцією виду:

$$f(T,E) = f_1(T) * e^{f_2(T)*E}, \tag{3.16}$$

$$f_1(T) = a_1 + b_1 * T + c_1 * T^2 \tag{3.17}$$

$$f_2(T) = a_2 + b_2 * T + c_2 * T^2 \tag{3.18}$$

де $f_1(T), f_2(T)$ - параметри функціонального рівняння $f(T,E)$;

T - незалежна змінна, що задається експериментатором та характеризує заглиблення анкерного пристрою;

E - незалежна змінна, що задається експериментатором та характеризує горизонтальне навантаження, яке діє на анкерной пристрій;

$a_1, b_1, c_1, a_2, b_2, c_2$ - параметри функціональних рівнянь, які визначаються методом найменших квадратів.

Криві, що описують найбільш вигідний конструктивний тип «гребінки» наведені на рис. 3.22. Для плит з нахилом 30^0 в бік засипки, підставляючи значення коефіцієнтів в формулу 3.16 отримуємо залежність виду:

$$f(T,E) = (3{,}2 - 34{,}17 \cdot T + 85{,}54 \cdot T^2) \cdot e^{(42{,}5 - 253{,}95*T + 385{,}5*T^2)*E} \tag{3.19}$$

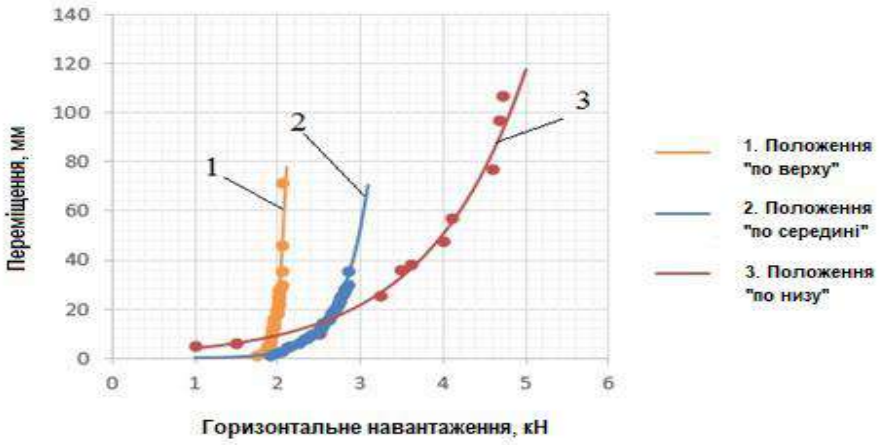

Рисунок 3.22 - Залежність переміщень «гребінки» з нахилом плит 30^0 в бік засипки від величини заглиблення анкерного пристрою і діючого горизонтального навантаження

Для плит з нахилом 20^0 в бік засипки (рис. 3.23), підставляючи значення коефіцієнтів в формулу 3.16 отримуємо залежність:

$$f(T,E) = (-0{,}37 + 3{,}63 \cdot T - 7{,}28 \cdot T^2) \cdot e^{(10{,}9 - 58{,}7*T + 95{,}1*T^2)*E} \quad (3.20)$$

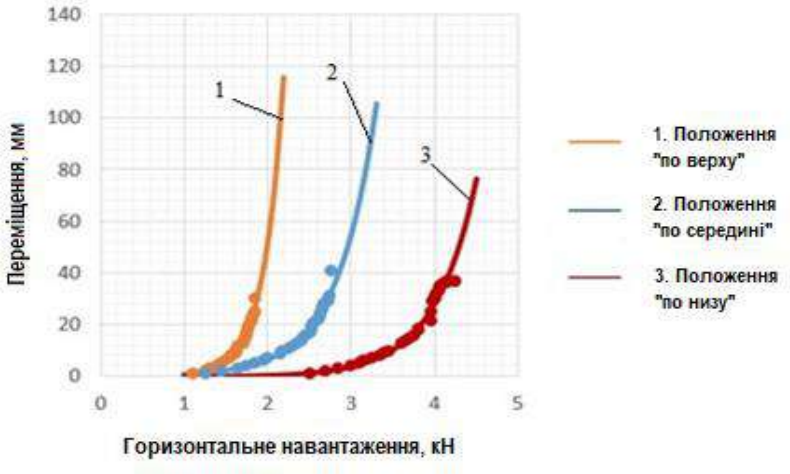

Рисунок 3.23 - Залежність переміщень «гребінки» з нахилом плит 20^0 в бік засипки від величини заглиблення анкерного пристрою і діючого горизонтального навантаження

Для плит з нахилом 10^0 в бік засипки (рис. 3.24), підставляючи значення коефіцієнтів в формулу 3.16 отримуємо залежність:

$$f(T,E) = (0{,}23 - 2{,}01 \cdot T + 4{,}38 \cdot T^2) \cdot e^{(-0{,}72 + 44{,}9*T - 108{,}25*T^2)*E} \quad (3.21)$$

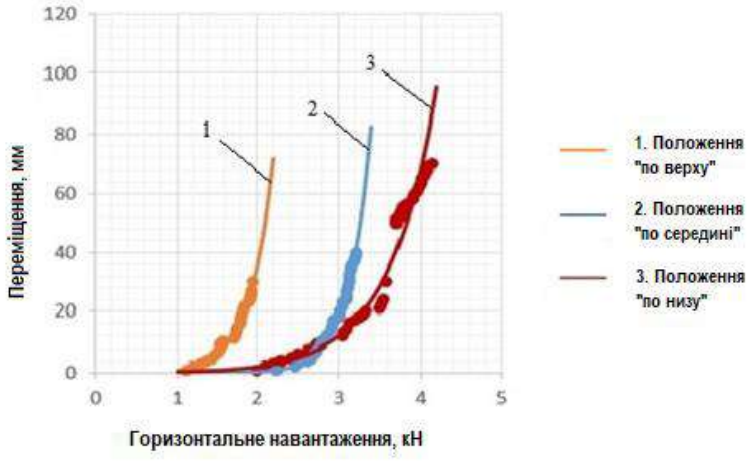

Рисунок 3.24 - Залежність переміщень «гребінки» з нахилом плит 10^0 в бік засипки від величини заглиблення анкерного пристрою і діючого горизонтального навантаження

Для вертикальних плит «гребінки» (рис. 3.25), підставляючи значення коефіцієнтів в формулу 3.16 отримуємо залежність:

$$f(T,E) = (0{,}29 - 0{,}97 \cdot T + 1{,}5 \cdot T^2) \cdot e^{(7.03 - 23{,}58 * T + 22.45 * T^2) * E} \qquad (3.22)$$

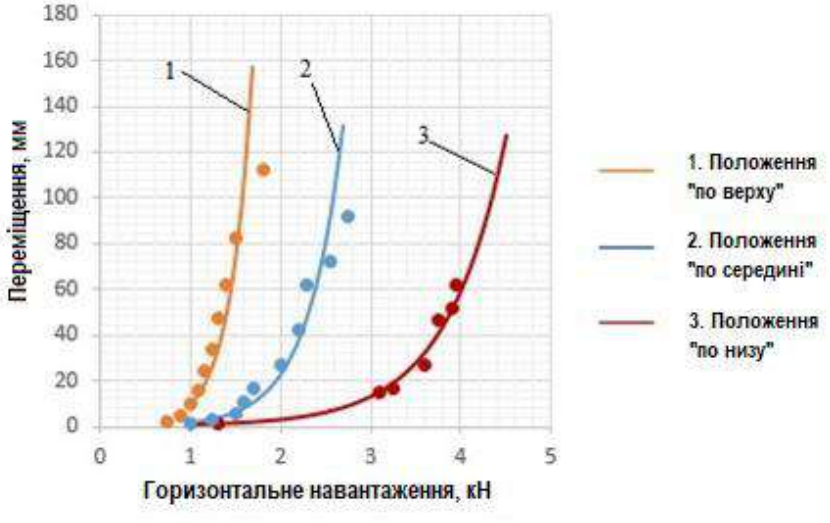

Рисунок 3.25 - Залежність переміщень «гребінки» з вертикальними плитами від величини заглиблення анкерного пристрою і діючого горизонтального навантаження

Для одиночної плити рівняння має вигляд:

$$f(E) = a_1 * e^{a_2 * E} \qquad (3.23)$$

f(E) - функція, що залежить тільки від діючого навантаження *E* та описує переміщення анкерного пристрою (рис. 3.26).

Підставляючи в формулу 3.23 значення параметрів a_1 та a_2 отримуємо:

$$f(E) = 0.306 * e^{1.54 * E} \qquad (3.24)$$

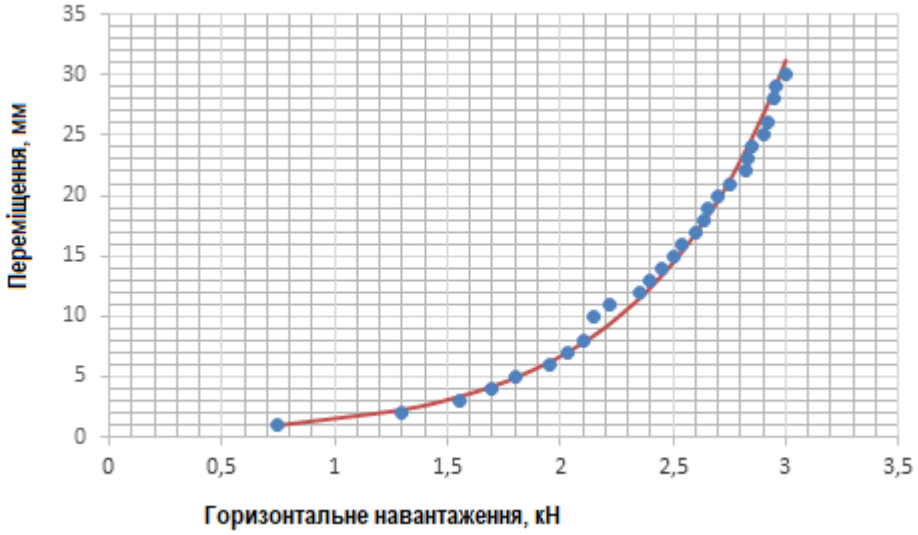

Рисунок 3.26 - Залежність переміщень анкерного пристрою у вигляді одиночної плити від діючого горизонтального навантаження

В ході експерименту також був проведений додатковий дослід з профарбованими смугами піску. Дослід проводився в малому лотку, довжиною 109 см, висотою 55 см, шириною 19 см. При цьому розміри одиночної плити складали 8х9 см, а плит «гребінки» - 2,7х9 см. Плити мали крок 5 см та були розташовані вертикально. Зусилля анкерного пристрою докладалося вручну, без застосування будь-яких пристроїв. Анкерна опора встановлювалася впритул до однієї із скляних стінок лотка. На скло маркером були нанесені 10 смуг на відстані один від одної 1,0 см. Потім шарами був укладений фарбований та звичайний світлий пісок і виконане повне засипання лотку. При проведенні дослідів візуально фіксувалася лише картина переміщень піску. Картина переміщень зображена на рис. 3.27. Фізичний сенс досліду полягав в тому, щоб наочно простежити характер переміщення часток ґрунту засипки при переміщенні анкерного пристрою. Даний пісок поводиться, як рідина, можливо, що застосування більш зв'язного ґрунту, що володіє більш потужним зчепленням, збільшить несучу здатність плити.

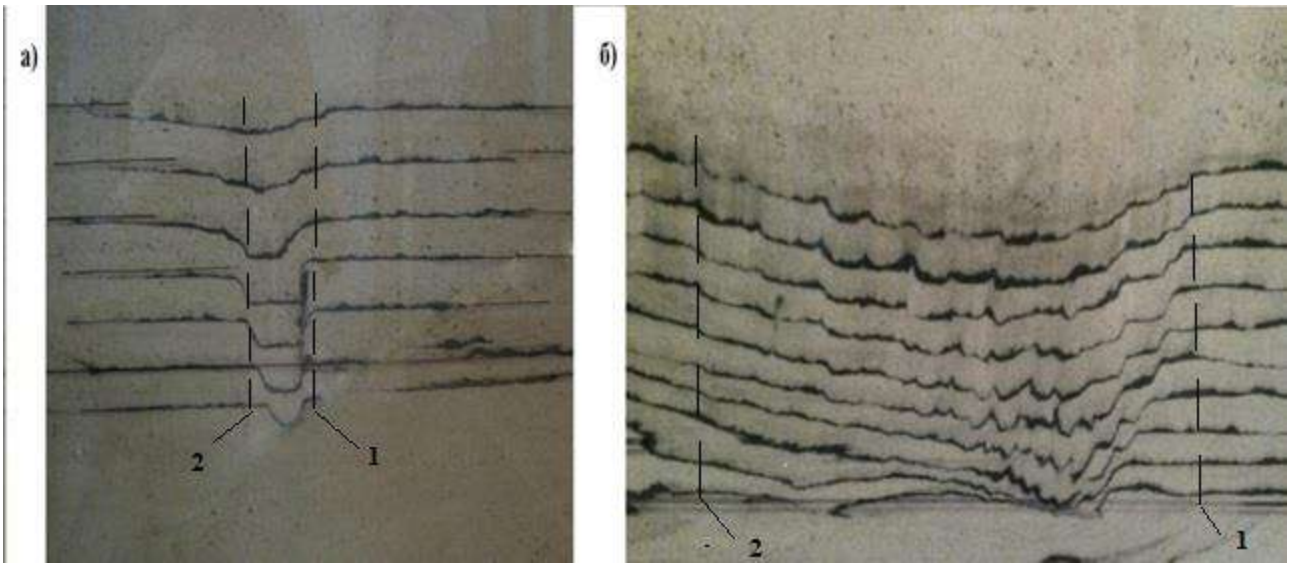

Рисунок 3.27 - Характер переміщення часток ґрунту всередині засипки: а) для випадку одиночної плити; б) для анкерного пристрою у вигляді «гребінки» вертикального типу; 1 - початкове положення анкерного пристрою (у випадку «гребінки» відповідає положенню найбільш віддаленої від лицьової стінки плити); 2 - положення анкерної плити після переміщення під впливом сили зсуву

3.3 Порівняння експериментальних та розрахункових даних в рамках аналізу роботи інноваційної конструкції анкерної опори

З метою визначення ефективності застосування існуючих методів розрахунку анкерних пристроїв воднотранспортних споруд типу «больверк» для оцінки напружено-деформованого стану та несучої здатності інноваційної конструкції анкерної опори у вигляді «гребінки» з анкерних плит виконані серії розрахунків за різними відомими методами, заснованими на різноманітних моделях ґрунтового середовища, що взаємодіють з анкерним пристроєм. Порівняння отриманих розрахункових результатів з експериментальними даними проведених дослідів (див. Матеріали розділу 3 цієї дисертації) надає можливість обрати найбільш прийнятний для даної споруди метод розрахунку і проектування. Такий метод розрахунку у подальшому доцільно застосувати при дослідженні можливих варіантів ефективного використання анкерного пристрою

інноваційної конструкції, а також його застосування в реальному проектуванні воднотранспортних споруд (зокрема, як показано нижче, в проектах зведення морських причальних споруд типу «больверк»).

Для вирішення поставленого в цьому розділі завдання були проведені розрахунки з урахуванням фізико-механічних властивостей ґрунту, а також властивостей матеріалу і реальних розмірів дослідженої в лабораторних умовах моделі анкерного пристрою. Ці розрахунки були виконані згідно методів, заснованих на теорії Кулона, теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища, а також з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту Кулона-Мора (програмний комплекс Plaxis).

Розрахункове значення рівнодійної сили пасивного тиску ґрунту (опору ґрунту) для експериментальної моделі розраховувалося виходячи з основних залежностей закону Кулона відповідно до заданих параметрів ґрунту і стінки за такою формулою при заданій довжині плит:

$$E = \gamma \cdot \lambda_P \left[T \cdot h + 0{,}5h^2 \right] \cdot L \qquad (3.25)$$

При $\varphi = 33^\circ$ та $\delta=0$ для вертикальної стінки [13]

$$\lambda_P = tg^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2} \right) = 3{,}39 \qquad (3.26)$$

Таким чином, обчислюючи несучу здатність дослідної моделі одиночної плити ($h=0{,}3$ *м*) за формулою (3.26) отримуємо

$$E_{ОП}=15{,}5*3{,}39*[0{,}15*0{,}3+0{,}5*0{,}3^2]0{,}5=2{,}36 \text{ кН.}$$

Несуча здатність моделі анкерного пристрою у вигляді «гребінки» вертикального типу ($h=0{,}1$ *м*):

- при розташуванні «по верху» $E=15{,}5*3{,}39*[0{,}15*0{,}1+0{,}5*0{,}1^2]x$

$$x0{,}5*3=1{,}57 \text{ кН;}$$

- при розташуванні «по середині» $E=15{,}5*3{,}39*[0{,}25*0{,}1+0{,}5*0{,}1^2]x$

$$x0{,}5*3=2{,}36 \text{ кН;}$$

- при розташуванні «по низу» $E=15,5*3,39*[0,35*0,1+0,5*0,1^2]x$

$x0,5*3=3,15$ кН.

Для врахування тертя ґрунту засипки о контактну поверхню моделі анкерного пристрою також виконаний розрахунок згідно наведеного методу, при якому кут контактного тертя $\delta=28^0$ відповідав умовам експерименту. При цьому формула для обчислення коефіцієнта пасивного тиску ґрунту набуває вигляду [13]:

$$\lambda_{P1}=\frac{tg(45^\circ+0,5\varphi)}{tg\delta+tg(45^\circ-0,5\varphi)} \tag{3.27}$$

При $\varphi=33^0$ та $\delta=28^0$ для вертикальної стінки $\lambda p=1,71$.

Таким чином, несуча здатність анкерного пристрою у вигляді одиночної плити з урахуванням тертя ґрунту засипки о контактну поверхню моделі:

$$E_{ОП}=15,5*1,71*[0,15*0,3+0,5*0,3^2]0,5=1,2 \text{ кН}$$

Несуча здатність анкерного пристрою у вигляді «гребінки» вертикального типу з урахуванням кута δ:

«по верху» $E=15,5*1,71*[0,15*0,1+0,5*0,1^2]0,5*3=0,8$ кН;

«по середині» $E=15,5*1,71*[0,25*0,1+0,5*0,1^2]0,5*3=1,2$ кН;

«по низу» $E=15,5*1,71*[0,35*0,1+0,5*0,1^2]0,5*3=1,6$ кН.

При врахуванні нахилу плит «гребінки», формула (3.27) набуває вигляду:

$$\lambda_{P2}=\frac{tg\alpha+tg(45^\circ+0,5\varphi)}{tg(\alpha+\delta)+tg(45^\circ-0,5\varphi)} \tag{3.28}$$

У разі нахилу плит від вертикалі за годинниковою стрілкою (тобто в бік «від ґрунту засипки», розташованого перед анкерною плитою, коли кут α приймається зі знаком «мінус») розрахунковим шляхом отримані дані, відображені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 - Несуча здатність анкерних пристроїв при розрахунку тиску ґрунта згідно закону Кулона

№ досліду	Тип конструкції анкерного пристрою	Несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності при використанні «гребінки», %
1	Одиночна плита традиційної конструкції	1,2	-
Інноваційна конструкція «гребінки» в верхньому положенні			
1	Вертикального типу	0,8	
2	Під кутом 10^0	0,89	
3	Під кутом 20^0	1,01	
4	Під кутом 30^0	1,16	
Інноваційна конструкція «гребінки» в середньому положенні			
1	Вертикального типу	1,2	
2	Під кутом 10^0	1,34	**11,7**
3	Під кутом 20^0	1,5	**25**
4	Під кутом 30^0	1,74	**45**
Інноваційна конструкція «гребінки» в нижньому положенні			
1	Вертикального типу	1,6	**33,3**
2	Під кутом 10^0	1,79	**49,2**
3	Під кутом 20^0	2,01	**67,5**
4	Під кутом 30^0	2,32	**93,3**

Для врахування нахилу плит в «гребінці» при визначенні опору ґрунту був обчислений коефіцієнт пасивного тиску ґрунту за формулою, рекомендованою А.Я. Будіним [22]:

$$\lambda_P = \frac{\cos^2(\varphi+\beta)}{\cos^2\beta\cos(\delta+\beta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\delta)\sin(\varphi+\omega)}{\cos(\delta+\beta)\cos(\omega-\beta)}}\right]^2}$$

При цьому А.Я. Будін рекомендує визначати пасивний тиск E ґрунту за формулою Кулону.

Результати застосування згаданих залежностей наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4 - Несуча здатність анкерних пристроїв при виконанні розрахунку тиску ґрунту згідно рекомендацій А.Я. Будіна

№ досліду	Тип конструкції анкерного пристрою	Несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності при використанні «гребінки», %
1	Одиночна плита	0,94	
Інноваційна конструкція «гребінки» в верхньому положенні			
1	Вертикального типу	0,63	
2	Під кутом 10^0	0,71	
3	Під кутом 20^0	0,84	
4	Під кутом 30^0	1,06	12,8
Інноваційна конструкція «гребінки» в середньому положенні			
1	Вертикального типу	0,94	
2	Під кутом 10^0	1,07	13,8
3	Під кутом 20^0	1,26	34
4	Під кутом 30^0	1,58	68,1

Кінець таблиці 3.4 - Несуча здатність анкерних пристроїв при виконанні розрахунку тиску ґрунту згідно рекомендацій А.Я. Будіна

№ досліду	Тип конструкції анкерного пристрою	Несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності, %
Інноваційна конструкція «гребінки» в нижьому положенні			
1	Вертикального типу	1,26	34
2	Під кутом 10^0	1,42	51,1
3	Під кутом 20^0	1,69	79,8
4	Під кутом 30^0	2,11	124,5

Примітка 2. Для узагальнення розгляду, в наведеній таблиці кут нахилу плит «гребінки» позначений, як і раніше, через параметр α.

Для об'єктивного порівняння наведених параметрів являє собою інтерес використання емпіричної залежності для визначення пасивного тиску ґрунту, яка була отримана З.В. Цагарелі в дослідах з похилими підпірними стінками [65]:

$$E_{\Gamma} = E_0\left(1 - tg\alpha \cdot tg\varphi\right) \tag{3.29}$$

де E_0 — тиск ґрунту на умовну вертикальну межу, що визначається за формулою Кулону (3.25) з урахуванням тертя ґрунту о стінку.

При цьому кут нахилу плит α також приймається зі знаком «мінус» у разі нахулу в бік «від ґрунту». Результати відповідних розрахунків наведені в таблиці 3.5.

Оскільки вважається, що умовний метод Кулона значно завищує пасивний тиск і може призвести до аварій споруд, то для порівняння та аналізу отриманих значень несучої здатності для «гребінки» був виконаний додатковий розрахунок (табл. 3.6) за методикою визначення пасивного тиску ґрунту на

основі теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища, описаною П.І. Яковлєвим [34].

Таблиця 3.5 - Несуча здатність анкерних пристроїв при виконанні розрахунку тиску ґрунту з урахуванням поправочного коефіцієнту З.В. Цагарелі

№ досліду	Тип конструкції анкерного пристрою	Несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності при використанні «гребінки», %
1	Одиночна плита традиційної конструкції	1,2	-
Інноваційна конструкція «гребінки» в верхньому положенні			
1	Вертикального типу	0,80	Приросту не має
2	Під кутом 10^0	0,90	
3	Під кутом 20^0	0,99	
4	Під кутом 30^0	1,08	
Інноваційна конструкція «гребінки» в середньому положенні			
1	Вертикального типу	1,20	Приросту не має
2	Під кутом 10^0	1,34	11,7
3	Під кутом 20^0	1,50	25,0
4	Під кутом 30^0	1,62	35,0
Інноваційна конструкція «гребінки» в нижньому положенні			
1	Вертикального типу	1,60	33,3
2	Під кутом 10^0	1,78	48,3
3	Під кутом 20^0	2,00	66,7
4	Під кутом 30^0	2,17	80,8

Розрахунок здійснювався для випадку крутої стінки, задня грань якоє є поверхнею ковзання, аналогічно розрахунку, наведеному в розділі 2. Більш детально цей метод описаний в двох попередніх розділах.

Таблиця 3.6 - Несуча здатність анкерних пристроїв при виконанні розрахунку тиску ґрунту згідно методики П.І. Яковлєва

№ досліду	Тип конструкції анкерного пристрою	Несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності при використанні «гребінки», %
1	Одиночна плита	4,81	-
«Гребінка» в верхньому положенні			
1	Вертикального типу	3,21	Приросту не має
2	Під кутом 10^0	3,61	
3	Під кутом 20^0	4,00	
4	Під кутом 30^0	4,14	
«Гребінка» в середньому положенні			
1	Вертикального типу	4,81	Приросту не має
2	Під кутом 10^0	5,41	12,5
3	Під кутом 20^0	6,01	25
4	Під кутом 30^0	6,21	29,1
«Гребінка» в нижньому положенні			
1	Вертикального типу	6,42	33,5
2	Під кутом 10^0	7,22	50,1
3	Під кутом 20^0	8,01	66,5
4	Під кутом 30^0	8,28	72,1

Для розрахунку згідно методу теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища були використані рекомендації нормативного документу [38], де наведена наступна формула для визначення коефіцієнту пасивного тиску ґрунту для похилих граней підпірних стінок:

$$\lambda_{ph\varphi} = \frac{\cos\varphi_S + \sqrt{\sin^2\varphi - \sin^2\varphi_S}}{\cos^2\varepsilon(1-\sin\varphi)} \times \exp\left[\left(\varphi_S + \arcsin\frac{\sin\varphi_S}{\sin\varphi} + 2\varepsilon\right)tg\varphi\right] \qquad (3.30)$$

де ε - кут нахилу розрахункової площини до вертикалі;

φ_S - кут тертя ґрунту по розрахунковій площині, що приймається за абсолютною величиною від 0 до φ (при визначенні коефіцієнту пасивного тиску ґрунту $\lambda_{ph\varphi}$ цей кут дорівнює 28^0).

Результати відповідних розрахунків наведені в таблиці 3.7.

Таблиця 3.7 - Несуча здатність анкерних пристроїв при розрахунку тиску згідно методу теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища [38]

№ досліду	Тип конструкції анкерного пристрою	Несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності при використанні «гребінки», %
1	Одиночна плита традиційної конструкції	4,79	-
Інноваційна конструкція «гребінки» в верхньому положенні			
1	Вертикального типу	3,19	Приросту не має
2	Під кутом 10^0	4,13	
3	Під кутом 20^0	5,69	18,8
4	Під кутом 30^0	8,40	75,4

Кінець таблиці 3.7 - Несуча здатність анкерних пристроїв при розрахунку тиску згідно методу теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища [38]

№ досліду	Тип конструкції анкерного пристрою	Несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності, %
Інноваційна конструкція «гребінки» в середньому положенні			
1	Вертикального типу	4,79	Приросту не має
2	Під кутом 10^0	6,19	29,2
3	Під кутом 20^0	8,53	78,1
4	Під кутом 30^0	12,60	163,0
Інноваційна конструкція «гребінки» в нижньому положенні			
1	Вертикального типу	6,38	33,2
2	Під кутом 10^0	8,26	72,4
3	Під кутом 20^0	11,38	137,6
4	Під кутом 30^0	16,80	250,7

Чисельне моделювання методом скінченних елементів здійснювалося за допомогою програмного комплексу Plaxis (версія 8.2) відповідно до пружно-пластичної моделі Кулона-Мора. Вихідні дані задавалися відповідно до експериментальних параметрів, як вказано нижче.

Характеристики ґрунту засипки:

- тип ґрунту - дренований;
- вага сухого ґрунту $\gamma_{unsat} = 15,5$ *кН/м*^{3};
- вага водонасиченого ґрунту $\gamma_{sat} = 16,5$ *кН/м*^{3};
- горизонтальна проникність ґрунту k_x*=1,0 м/добу*;
- вертикальна проникність ґрунту k_y*=1,0 м /добу*;
- модуль Юнга (модуль деформації ґрунту) $E_{ref} = 1,6*10^4$ *кН/м*^{2};

- коефіцієнт Пуассона $v=0,3$;

- зв'язність ґрунту $c_{ref}=0,01$ *кН/м*^{2};

- кут тертя $\varphi=33^0$;

- кут набухання $\psi=0$.

Характеристики матеріалу анкерних плит:

- тип матеріалу - пружний;

- нормальна жорсткість $EA = 9,18*10^5$ *кН/м*;

- згинальна жорсткість $EI = 68,85$ *кНм*^{2}*/м*;

- еквівалентна товщина $d=0,03$;

- вага $w=0,23$ *кН/м/м*;

- коефіцієнт Пуассона $v=0,35$.

Характеристики матеріалу анкерної тяги:

- тип матеріалу - пружний;

- нормальна жорсткість $EA=2,0*10^6$ *кН/м*;

- крок анкерних тяг $l_{spacing}=1,0$ *м*.

Граничні умови і розміри анкерного пристрою задавалися відповідно до розмірів ґрунтового лотка і моделей в проведеному експерименті.

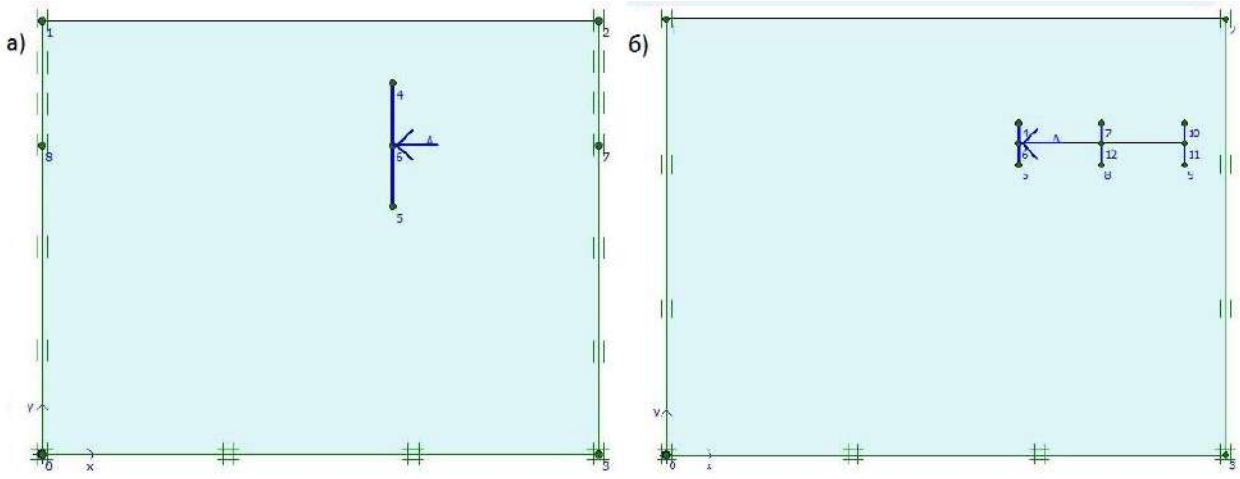

Рисунок 3.28 - Розрахункові схеми для чисельного моделювання в програмному комплексі Plaxis: а - модель анкерної опори у вигляді одиночної плити; б - модель анкерної опори у вигляді «гребінки»

Чисельне моделювання умов роботи анкерних пристроїв відповідало умовам проведення лабораторних дослідів, тобто були розглянуті вертикально і

похило встановлені анкерні плити в «гребінці» для раніше розглянутих трьох випадків їх заглиблення щодо вільної поверхні ґрунту засипки, а також одиночна анкерна плита анкерного пристрою традиційної конструкції. Для вертикально встановлених анкерних плит розрахункові схеми представлені на рис. 3.28.

Результати розрахунку несучої здатності анкерних пристроїв в програмному комплексі Plaxis, приведені до реальної ширини моделі в експерименті, що дорівнює 0,5 м, представлені в табл. 3.8 (більш детальні дані наведені в Додатку Б).

Таблиця 3.8 - Розрахункова несуча здатність моделей анкерного пристрою, що визначається згідно моделі пружно-пластичного середовища Кулона-Мора (програмний комплекс Plaxis)

№ з.п.	Тип анкерного пристрою	Розрахункова несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності при використанні «гребінки», %
1	Одиночна плита	2,66	-
Інноваційна конструкція «гребінки» в верхньому положенні			
1	Вертикального типу	0,72	
2	$\alpha = 10^0$	1,35	
3	$\alpha = 20^0$	1,35	
4	$\alpha = 30^0$	1,35	
Інноваційна конструкція «гребінки» в середньому положенні			
1	Вертикального типу	1,75	
2	$\alpha = 10^0$	2,28	
3	$\alpha = 20^0$	2,38	
4	$\alpha = 30^0$	2,20	

Кінець таблиці 3.8 - Розрахункова несуча здатність моделей анкерного пристрою, що визначається згідно моделі пружно-пластичного середовища Кулона-Мора (програмний комплекс Plaxis)

№ з.п.	Тип анкерного пристрою	Розрахункова несуча здатність, кН	Приріст несучої здатності при використанні «гребінки», %
Інноваційна конструкція «гребінки» в нижньому положенні			
1	Вертикального типу	3,13	17,5
2	$\alpha = 10^0$	2,98	11,8
3	$\alpha = 20^0$	3,15	18,4
4	$\alpha = 30^0$	2,95	10,9

З урахуванням отриманих результатів лабораторних досліджень на моделях, а також чисельного моделювання для умов проведених нами експериментів на основі різних методик розрахунків, була складена узагальнююча порівняльна таблиця 3.9 значень несучої здатності розглянутих анкерних пристроїв.

Аналіз даних, наведених у зазначеній таблиці, дозволяє зробити висновок щодо ефективності застосування відомих методів розрахунку до визначення несучої здатності інноваційного анкерного пристрою у вигляді «гребінки» з анкерних плит наступне:

• Методи, що ґрунтуються на теорії Кулона, або уточнюють її в частині розгляду пасивного тиску ґрунту засипки (зокрема, розробки А.Я. Будіна, З.В. Цагарелі), призводять до заниження значень несучої здатності досліджуваного анкерного пристрою порівняно з експериментально отриманими даними (заниження відзначається в інтервалі 39-69% в залежності від застосовуваного методу і локалізації плит «гребінки»).

Таблиця 3.9 - Несуча здатність традиційного та інноваційного анкерних пристроїв згідно результатів лабораторного експерименту та обчислена шляхом використання різних методів розрахунку

№ з.п	Тип анкерного пристрою	Несуча здатність (кН)/ Розбіжність порівняно з результатами дослідів (%)												
		Дослідні дані E (кН)	Згідно Кулону		Згідно А.Я. Будіну		Згідно З.В.Цагарелі		Згідно П.І.Яковлєву		Згідно нормативного документу		Згідно Plaxis	
			E (кН)	Δ (%)	E (кН)	Δ (%)	E (кН)	Δ (%)	E (кН)	Δ (%)	E (кН)	Δ (%)	E (кН)	Δ (%)
1	Одиночна плита традиційної конструкції	3,0	1,20	60,0	0,94	68,7	1,2	60,0	4,81	-60,3	4,79	-59,7	2,66	11,3
"Гребінка" вертикального типу														
1	положення «по верху»	1,8	0,80	55,6	0,63	65	0,80	55,6	3,21	-78,3	3,19	-77,2	0,72	60
2	положення «по середині»	2,75	1,20	56,4	0,94	65,8	1,20	56,4	4,81	-74,9	4,79	-74,2	1,75	36,4
3	положення «по низу»	3,9	1,60	59,0	1,26	67,8	1,60	59,0	6,42	-64,6	6,38	-63,6	3,13	19,7
"Гребінка" похилого типу (10^0)														
1	положення «по верху»	1,9	0,89	53,2	0,71	62,6	0,90	52,6	3,61	-90,0	4,13	-117,4	1,35	29
2	положення «по середині»	3,18	1,34	57,9	1,07	66,4	1,34	57,9	5,41	-70,1	6,19	-94,7	2,28	28,3
3	положення «по низу»	4,05	1,79	55,8	1,42	64,9	1,78	55,8	7,22	-78,3	8,26	-104,0	2,98	26,4
"Гребінка" похилого типу (20^0)														
1	положення «по верху»	1,85	1,01	45,4	0,84	54,6	0,99	46,5	4,00	-116,2	5,69	-207,6	1,35	27
2	положення «по середині»	2,7	1,50	44,4	1,26	53,3	1,50	44,4	6,01	-122,6	8,53	-215,9	2,38	11,9
3	положення «по низу»	4,25	2,01	52,7	1,69	60,2	2,00	52,9	8,01	-88,5	11,38	-167,8	3,15	25,9
"Гребінка" похилого типу (30^0)														
1	положення «по верху»	2,05	1,16	43,4	1,06	48,3	1,08	47,3	4,14	-102	8,40	-309,8	1,35	34,2
2	положення «по середині»	2,85	1,74	39	1,58	44,6	1,62	43,2	6,21	-117,9	12,60	-342,1	2,20	22,8
3	положення «по низу»	4,7	2,32	50,6	2,11	55,1	2,17	53,8	8,28	-76,2	16,80	-257,4	2,95	37,2

• Методи, засновані на теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища, призводять до суттєвого завищення значень несучої здатності досліджуваного анкерного пристрою в порівнянні з експериментально отриманими даними. Так, при використанні залежностей нормативного документу [38] завищення значень спостерігається від 59% до 342% (в залежності від застосовуваного методу та локалізації плит «гребінки»). В той же час, уточнення цієї теорії, запропоноване П.І. Яковлєвим, дозволяє зменшити зазначені завищення до інтервалу 60-123%.

• Більш наближені до дослідних значень розрахункові результати дає МСЕ, заснований на застосуванні пружно-пластичної моделі ґрунтового середовища Кулона-Мора (розбіжність з експериментальними даними в бік заниження несучої здатності анкерного пристрою в інтервалі 11-36% в залежності від локалізації плит «гребінки»).

• Більшість застосованих розрахункових методів не демонструють стійкої «чутливості» до зміни кута нахилу анкерних плит, що свідчить про їх недосконаліть при розрахунку зазначеного параметра.

• На основі порівняння ефективності застосування розглянутих розрахункових методів є доцільним рекомендувати для подальшого чисельного моделювання конструктивних особливостей і варіантів застосування інноваційного анкерного пристрою у вигляді «гребінки» з анкерних плит МСЕ, заснований на застосуванні пружно-пластичної моделі ґрунтового середовища Кулона-Мора (і реалізований, зокрема, в програмному комплексі Plaxis).

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 3

1. Відомі експериментальні дослідження традиційних анкерних опор больверка у вигляді одиночних вертикально розташованих плит виявили особливості взаємодії розглянутих конструктивних елементів з піщаною засипкою при сприйнятті анкерного зусилля. Застосовані підходи і отримані результати дозволили розробити і здійснити досліди з моделями інноваційного,

раніше не досліджуваного, ефективного конструкторсько-технологічного рішення анкерної опори у вигляді «гребінки».

2. Результати експериментального дослідження анкерного пристрою інноваційної конструкції у вигляді «гребінки», проведені в лабораторії кафедри «Морські та річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація» Одеського національного морського університету, підтвердили ефективність нового пристрою в порівнянні з типовою конструкцією анкерної опори (одиночна вертикальна плита). Так, несуча здатність анкерного пристрою традиційного типу склала 3,0 кН, несуча здатність для «гребінки» склала 4,7 кН у разі нахилу плит під кутом 30^0.

3. З'ясовано, що глибина занурення анкерної опори в значній мірі позначається на величині переміщень і розподілі тиску ґрунту. Як показують результати досліду і чисельного моделювання, розглянуті положення «по верху» і «посередині» (відносно висоти традиційної одиночної анкерної плити) здебільшого не дають приросту несучої здатності. Найбільш ефективним, як і передбачалося, виявилося положення «по низу».

4. З графіків залежності несучої здатності від переміщень, положення по висоті і конструкції анкерного пристрою, побудованих за результатами дослідів випливає, що залежність горизонтальних переміщень нелінійна, хоча по деяких ділянках вона була близька до лінійної. Несуча здатність «гребінки» зростала при збільшенні кута нахилу, що характеризує збільшення опору ґрунту (пасивного тиску) і підвищує ступінь ущільнення ґрунту між плитами «гребінки», тим самим знижуючи деформативность анкерного пристрою в цілому. При переміщенні анкерного пристрою на поверхні ґрунту утворювалися поверхні випирання, що узгоджується з відомими даними.

5. Під час дослідів при навантаженнях, близьких до граничних, на поверхні засипки утворювались ділянки, що відокремлювали призму обвалення ґрунту, який сповзав в бік плити, від призми випирання (при цьому поверхня призми випирання підвелася; а за анкерною опорою утворилася ділянка поглиблення - яма).

6. Аналіз результатів порівняльних розрахунків, виконаних за відомими методами і теоріями, дозволяє зробити наступні висновки:

• Методи, що ґрунтуються на теорії Кулона, а також які уточнюють її в частині розгляду пасивного тиску (тиску опору) ґрунту засипки (зокрема, розробки А.Я. Будіна, З.В. Цагарелі), призводять до заниження значень несучої здатності досліджуваного анкерного пристрою порівняно з експериментально отриманими даними (заниження відзначається в інтервалі 39-69% в залежності від застосовуваного методу і локалізації плит «гребінки»).

• Методи, засновані на теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища, призводять до суттєвого завищення значень несучої здатності досліджуваного анкерного пристрою в порівнянні з експериментально отриманими даними. Так, при використанні залежностей нормативного документу [38] завищення значень спостерігається від 59% до 342% (в залежності від застосовуваного методу та локалізації плит «гребінки»). В той же час, уточнення цієї теорії, запропоновані П.І. Яковлєвим, дозволяють зменшити зазначені завищення до інтервалу 60-123%.

• Більш наближені до дослідних значень розрахункові результати дає метод скінченних елементів МСЕ, що ґрунтується на застосуванні пружно-пластичної моделі ґрунтового середовища Кулона-Мора (розбіжність з експериментальними даними в бік заниження несучої здатності анкерного пристрою в інтервалі 11-36% в залежності від локалізації плит «гребінки»).

• Більшість застосованих розрахункових методів не демонструють стійкої «чутливості» до зміни кута нахилу анкерних плит, що свідчить про їх недосконаліть при розрахунку зазначеного параметра.

• На основі порівняння ефективності застосування розглянутих розрахункових методів є доцільним рекомендувати для подальшого чисельного моделювання конструктивних особливостей і варіантів застосування інноваційного анкерного пристрою у вигляді «гребінки» з анкерних плит МСЕ, заснований на застосуванні пружно-пластичної моделі ґрунтового середовища Кулона-Мора (і реалізований, зокрема, в програмному комплексі Plaxis).