

Одеський національний морський університет
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Петросян Віктор Миколайович

УДК 627.24:627.33:69.059.25

ДИСЕРТАЦІЯ

ВИЗНАЧЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ПАРАМЕТРІВ ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД ТИПУ «БОЛЬВЕРК»

05.22.20 - Експлуатація та ремонт засобів транспорту

05.22.00 - Транспорт

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей,
результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне
джерело

_____Петросян Віктор Миколайович

Науковий керівник:
Дубровський Михайло Павлович,
доктор технічних наук, професор

*Перший примірник дисертації є ідентичним
за змістом зі всіма іншими примірниками*
Вчений секретар _____ *О.В. Акімова*

Одеса – 2019

АНОТАЦІЯ

Петросян В.М. Визначення експлуатаційних параметрів воднотранспортних споруд типу «больверк». - 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, 2019.

Стабільний економічний розвиток України обумовлений, зокрема, реалізацією істотного транзитного потенціалу країни. Розвиток останнього залежить значною мірою від ефективного функціонування воднотранспортної галузі, в якій ключову роль відіграють морські порти. Ефективність інфраструктури портів Чорного й Азовського морів України визначається технічним станом їх гідротехнічних споруд, а також оптимальною експлуатацією причальних, огорожувальних і берегозахисних конструкцій. Незадовільний сучасний стан ряду портових гідротехнічних споруд свідчить про необхідність удосконалювання й підвищення ефективності їх технічної експлуатації, тобто методів проектування й реалізації ремонту, реконструкції й модернізації у поєднанні з новим будівництвом.

Витрати на реконструкцію (модернізацію, будівництво) воднотранспортних споруд залежать, зокрема, від правильного вибору проектних рішень і методу проектування. Відомі традиційні рішення не завжди є економічними або надійними, тому доцільні розробка й дослідження нових підходів до вирішення цих проблем.

Актуальними завданнями технічної експлуатації воднотранспортних споруд є підвищення їх надійності, довговічності й продовження терміну

служби. Вирішення цих завдань пов'язане із впровадженням у практику нових або вдосконалених підходів до вибору, обґрунтування й застосування ефективних проектних і конструкторсько-технологічних рішень, оснований, у тому числі, на натурних і/або великомасштабних експериментальних дослідженнях поведінки розглянутих споруд. Як показує практика сучасного воднотранспортного будівництва, досить високим є ступінь застосування сталевих прокатних шпунтів в конструкціях причалів типу «большерк», підпирних стін суднопропускних, судноремонтних і берегозахисних, а також огорожувальних споруд. У більшості випадків їх основні несучі елементи виконані зі шпунтових паль коритного профілю (як вітчизняного, так і імпортного виробництва). Удосконалювання шпунтових стінок з метою забезпечення їх високої несучої здатності, зниження витрат металу шляхом раціонального його використання може бути досягнуте урахуванням специфіки роботи розглянутих шпунтових стінок у застосованих розрахункових схемах і методах проектування, розробкою раціональних і економічних конструкторсько-технологічних рішень.

Ця робота присвячена дослідженню особливостей визначення експлуатаційних параметрів споруд, що розглядаються, до яких віднесемо показники міцності та деформативності, які необхідні для безпечного сприйняття експлуатаційних навантажень. Для шпунтових стінок це уточнені геометричні характеристики (момент опору і момент інерції), віднесені до одиниці довжини споруди у напрямку вздовж лінії кордону причалу.

У першому розділі оцінений сучасний стан воднотранспортних споруд країни, що експлуатуються, визначені основні особливості технічної експлуатації споруд типу «большерк», які (поряд з пальовими естакадами) є найпоширенішими типами конструкцій причалів. Значна кількість большерків виконана із сталевих шпунтових прокатних паль коритного профілю, з'єднаних «замок у замок». Специфіка умов роботи таких

шпунтових стінок при експлуатації воднотранспортних споруд полягає в значному впливі умов взаємодії шпунтових паль із оточуючим їх ґрунтовим середовищем. Значення основних жорсткісних та міцнісних характеристик причальних стінок із шпунтових паль суттєво залежать від ступеня реалізації сил тертя в замкових з'єднаннях шпунтових паль (сталь – ґрунт), оскільки замки паль розташовані на нейтральній осі стінки. В залежності від реалізації умов зазначеної взаємодії погонні значення моменту інерції й моменту опору шпунтової стінки можуть варіюватися в широких межах, відрізняючись у кілька разів.

Існуючі методи визначення напружено-деформованого стану експлуатованих воднотранспортних споруд типу «большерк» не враховують погонні значення моменту інерції й моменту опору для конкретних систем «споруда – ґрунтове середовище», а оперують лише їх каталожними значеннями, наданими виробниками шпунтових паль. Для урахування відзначеної специфіки необхідно провести теоретичні та експериментальні дослідження, що дозволяють для конкретних умов визначати відповідні їм жорсткісні і міцнісні параметри розглянутих споруд. Доцільно також розробити технічні рішення, що дозволяють забезпечити значення згаданих параметрів, які вимагаються за умовами експлуатації воднотранспортних споруд.

Теоретичний аналіз умов взаємодії з'єднаних у замках сталевих шпунтових паль коритного профілю показав можливість якісної й кількісної оцінки реальних значень погонних моментів інерції й моментів опору розглянутих паль за результатами експериментальних досліджень. У той же час, такий підхід має ряд недоліків, зокрема:

- необхідно оперувати вимірними параметрами напруженого стану шпунтових паль у конкретних експлуатаційних умовах, що неможливо на етапі проектування нового об'єкта й важко при

проектуванні реконструкції (модернізації, ремонті) існуючої споруди

- інженерно-геологічні умови будівництва або реконструкції (модернізації, ремонту) конкретної споруди не знаходять відображення в розрахункових залежностях, що не може не вплинути на точність й достовірність одержуваних результатів.

Актуальною є розробка такої розрахункової моделі, яка, по-перше, ґрунтується на доступних, отриманих без залучення складних і дорогих натурних експериментів, вихідних даних, а по-друге, відображує властивості ґрунтової основи й засипки, де відбувається взаємодія шпунтових паль.

У другому розділі проаналізовані відомі експериментальні дослідження роботи шпунтових стінок з паль коритного профілю, а також описані виконані за участю автора натурні й лабораторні досліди по оцінці роботи таких больверків і їх результати.

Результати відомих дослідів однозначно підтвердили розбіжність теоретичних і реальних значень таких важливих параметрів, як погонні момент інерції й момент опору поперечного перерізу шпунтових стінок з паль коритного профілю, що свідчить про необхідність обов'язкового урахування розглянутого явища в практиці проектування споруд розглянутого типу.

Проведені за участю автора повномасштабні експериментальні натурні й лабораторні дослідження дозволили одержати нову інформацію про особливості взаємодії сталевих шпунтових паль коритного профілю із ґрунтовим середовищем, зокрема, про умови розвитку сил тертя в замкових з'єднаннях паль при їх вдавненні в ґрунтову основу.

З результатів проведених повномасштабних натурних дослідів можна зробити такі основні висновки:

- сили тертя в замкових з'єднаннях шпунтових паль коритного профілю

відіграють істотну роль, досягаючи у середньому 60-90% загального опору вдавненню палі в ґрунт; вклад сил тертя в сумарну величину опору зростає зі збільшенням глибини заглиблення шпунта;

- результуюча сил тертя і їх інтенсивність нелінійно зростають по мірі вдавнення однієї палі щодо другої «замок у замок»
- заміна верхнього шару первісного (природного) ґрунту основи вище рівня ґрунтових вод дрібним піском викликала значний ріст опору ґрунту заглибленню палі уздовж замка (до 2,5 разів), головним чином, завдяки розвитку сил тертя
- додаткове ущільнення піску в замковому з'єднанні гідравлічним методом перед заглибленням «замок у замок» рухомого елемента викликало різкий ріст опору вдавненню палі.

Порівняння отриманих залежностей для двох застосованих в лабораторному експерименті кінематичних схем дозволяє зробити такий висновок.

- Робота базового шпунтового елемента за схемою «палі-стійкі», тобто із закритим нижнім торцем його замкового з'єднання, суттєво ускладнює заглиблення «замок у замок» рухомого шпунтового елемента в порівнянні з умовами роботи базового елемента за схемою «висячої» палі. Відзначений вище ефект може бути пояснений створенням (при роботі базового шпунтового елемента за схемою «палі-стійкі») зони ущільненого ґрунту в замковому з'єднанні шпунтових пальових елементів між торцями базового (нерухомого) і рухомого елементів. По мірі збільшення вдавлювального навантаження і зростання відносного переміщення рухомого елемента уздовж замків відбувається наростання щільності ґрунту усередині замкового з'єднання й, відповідно, опір заглибленню рухомого шпунтового елемента різко зростає.
- Залежності «навантаження вдавнення - переміщення «замок у замок» для розглянутої системи «шпунтові елементи – ґрунтове середовище» носять

нелінійний характер, на який впливають граничні умови, головним чином, умови закріплення базового шпунтового елемента.

- При обпиранні базового шпунтового елемента в дно ґрунтового лотка розглянута залежність на початковому етапі навантаження близька до параболічної, а при подальшому росту зовнішньої сили близька до лінійної.
- При «висячому» (не обпертому в дно ґрунтового лотка) базовому шпунтовому елементі можна виділити три інтервали переміщення рухомого шпунтового елемента «замок у замок» відносно базового елемента. Перший і третій інтервали відповідають заглибленню рухомого елемента відносно нерухомого базового. Перший інтервал – на початку процесу вдавнення, коли рухомий елемент переміщається по замковому з'єднанню, не залучаючи базовий елемент у переміщення через недостатність сил тертя в замковому з'єднанні. Третій інтервал – на останньому етапі вдавнення рухомого елемента, коли базовий елемент зафіксований на досягнутій глибині заглиблення для запобігання обпирання в дно. Проміжний – другий – інтервал заглиблення відповідає спільному заглибленню обох шпунтових елементів, коли вдавлювальне навантаження, прикладене до рухомого елемента за допомогою сил тертя в замковому з'єднанні, передається на базовий шпунтовий елемент і залучає його до переміщення.
- Отримані залежності «навантаження - переміщення» дозволяють при відносно невеликих (у порівнянні з раніше розглянутими результатами натурних дослідів) інтервалах прикладення вдавлювальної сили визначити взаємні переміщення шпунтових елементів.

Таким чином, лабораторні дослідження підтвердили основні результати натурних дослідів і дозволили одержати нові дані для менших (і більш докладних) інтервалів прикладення зовнішнього навантаження, характерних для умов експлуатації шпунтових стінок у складі

воднотранспортних гідротехнічних споруд. Отримана схожість залежностей «сила опору – переміщення палі» у натурних і лабораторних експериментах підтверджує можливість використання експериментальних графіків для розробки розрахункової моделі системи «шпунтова стінка – ґрунтове середовище» у широкому діапазоні навантажень і переміщень, характерних як для стадії зведення або реконструкції воднотранспортної споруди, так і для стадії її технічної експлуатації.

У третьому розділі розроблені розрахункова модель і метод визначення напружено-деформованого стану шпунтової стінки, які враховують експериментально виявлені залежності силової взаємодії паль у замкових з'єднаннях.

На основі розробленого методу виконано чисельне моделювання умов роботи експлуатованої воднотранспортної споруди типу «больверк» зі сталевих шпунтових паль коритного профілю типу PU 32 (причал із глибиною води біля кордону споруди 13,0 м для заанкереної стінки й з глибиною води 6,25 м для консольної незаанкереної стінки). Продемонстрована можливість для конкретних ґрунтових умов роботи споруди уточнити її основні експлуатаційні параметри (експлуатаційні навантаження, що допускаються, глибини біля причалів, висоти підпірних стінок тощо, що відповідають несучої здатності як споруди в цілому, так і її основним конструктивним елементам зокрема). Виявлено, що стандартні (каталожні) значення геометричних характеристик (зокрема, погонні згинальні жорсткості) шпунтових стінок суттєво завищені для тих випадків, коли не повністю забезпечена спільна робота одиночних шпунтових паль (тобто коли існує можливість взаємних відносних переміщень шпунтин у замкових з'єднаннях). Відповідно в цій ситуації бічні прогини стінок суттєво занижені. У гірших (з погляду роботи споруди на вигин) з розглянутих випадків реальна згинальна жорсткість стінки, що складається зі шпунтових

паль типу PU 32, може становити порядку 32% від максимального (по каталогу) значення цього параметра.

Урахування піддатливості анкерної системи споруди для заанкерованих больверків приводить до незначного коригування понижувальних коефіцієнтів для параметрів напружено-деформованого стану больверку (у розглянутих випадках порядку 3%). Урахування зміни значень коефіцієнта постелі по глибині ґрунтової основи перед шпунтовою стінкою також приводить до несуттєвого коригування понижувальних коефіцієнтів для параметрів напружено-деформованого стану больверку (у розглянутих випадках порядку 2%).

Аналіз викладених результатів дозволяє рекомендувати (незалежно від характеру епюри коефіцієнта постелі й піддатливості анкерної системи заанкерованого больверку) здійснення одного із двох підходів:

- забезпечення при будівництві/реконструкції/модернізації/ремонті воднотранспортних споруд типу «больверк» закріплення шпунтових паль між собою таким чином, щоб виключити (або суттєво знизити) виявлений значний вплив взаємних зсувів шпунтових паль у замкових з'єднаннях крім традиційно застосовуваних і раніше згаданих методів обтиску замків або їх зварювання, можуть бути рекомендовані методи, розглянуті в розділі 4 цього дослідження;
- урахування реалізованих при експлуатації споруд жорсткісних характеристик больверку зі сталевих шпунтових паль коритного профілю (знижених у порівнянні з каталожними значеннями) і відповідних їм параметрів напружено-деформованого стану споруди при остаточному виборі проектного профілю шпунтових паль.

Очевидно, що вибір для реалізації того або іншого з викладених підходів буде залежати від їх економічних показників (вартості відповідних шпунтових профілів, а також витрат на недопущення взаємних зсувів шпунтових паль у замкових з'єднаннях).

У четвертому розділі представлені розроблені інноваційні конструкторсько-технологічні рішення больверків, спрямовані на підвищення ступеня взаємодії суміжних шпунтових паль у складі споруди.

В одному з них запропоновано в больверку пари або групи однаково орієнтованих відносно нейтральної осі шпунтової стінки паль об'єднувати накладками. Це дозволяє зменшити взаємні переміщення суміжних паль уздовж їх замкових з'єднань і, відповідно, підвищити погонну твердість усієї шпунтової стінки.

У другому рішенні забезпечується нахил шпунтових паль відносно вертикалі в поздовжньому напрямку причалу, що приводить до збільшення сил тертя в замкових з'єднаннях суміжних паль і аналогічного ефекту відносно твердості всієї шпунтової стінки. Кожна наступна паля шпунтової стінки розташована над замковим з'єднанням попередньої палі. Таке розміщення шпунтових паль у складі причальної стінки дозволяє передати частину ваги палі, що лежить вище, на її замкове з'єднання з палею, що лежить нижче, і збільшити тим самим сили тертя в замку, що перешкоджають взаємному переміщенню шпунтових паль у замках.

Таким чином, представлені в розділі 4 нові конструкторсько-технологічні рішення дозволяють за рахунок досить простих і невитратних підходів забезпечити:

- більш надійну взаємодія суміжних шпунтових паль у складі водотранспортної споруди типу «больверк»;
- наближення реальних значень геометричних характеристик шпунтових стінок (моменту інерції, моменту опору) до їх каталожних значень, що пропонуються виробниками сталевих прокатних шпунтових паль;
- підвищення якості й ефективності проектних рішень;
- зниження витрат при технічній експлуатації водотранспортних споруд.

Таким чином, до найважливіших наукових результатів, отриманих у дисертації, треба віднести такі:

1. Проведені повномасштабні експериментальні дослідження (як у натурних, так і в лабораторних умовах) взаємодії шпунтових паль коритного профілю з урахуванням впливу ґрунтового середовища; вперше визначені залежності сил тертя в замкових з'єднаннях шпунтових паль від відносних взаємних переміщень останніх.

2. Розроблені нові методи розрахунку експлуатаційних параметрів водотранспортних споруд типу «большверк» з шпунтових паль коритного профілю, що враховують експериментально визначені особливості взаємодії паль в їх замкових з'єднаннях.

3. Проведене чисельне моделювання роботи водотранспортних споруд типу «большверк» з шпунтових паль коритного профілю; визначені їх експлуатаційні параметри і уточнений напружено-деформований стан компонентів системи «споруда - ґрунтове середовище», що відображає реальні умови їх взаємодії.

4. Розроблені інноваційні конструкторсько-технологічні рішення шпунтових стінок, що підвищують експлуатаційні параметри споруди, а також ефективність застосування паль коритного профілю при будівництві та технічної експлуатації (ремонті, реконструкції, модернізації) причалів морських і річкових портів, стінок камер шлюзів, сухих доків, судноплавних каналів та інших водотранспортних споруд

Наукова новизна отриманих результатів

1. Уперше проведені повномасштабні комплексні експериментальні дослідження (як у натурних, так і в лабораторних умовах) взаємодії шпунтових паль коритного профілю з урахуванням впливу ґрунтового середовища при використанні технології вдавнення шпунта; визначені

залежності сил тертя в замкових з'єднаннях шпунтових паль від відносних взаємних переміщень останніх. Експериментальні дослідження відрізняються від відомих застосуванням технології вдавлювання шпунту, а також комплексного підходу та взаємодоповнюючих дослідів з замковими з'єднаннями на будівельному майданчику та в лабораторії.

2. Розроблені нові методи розрахунку воднотранспортних споруд типу «большверк» із шпунтових паль коритного профілю за рахунок урахування нових, експериментально визначених особливостей взаємодії паль у їх замкових з'єднаннях.

3. Одержало подальший розвиток чисельне моделювання роботи воднотранспортних споруд типу «большверк» із шпунтових паль коритного профілю; визначені уточнені параметри їх напружено-деформованого стану, що відображають реальні умови взаємодії досліджуваних споруд із ґрунтовим середовищем.

4. Розроблені інноваційні конструкторсько-технологічні рішення большверків, що сприяють спільній роботі шпунтових паль і, відповідно, підвищують ефективність застосування паль коритного профілю при будівництві й технічній експлуатації (ремонті, реконструкції, модернізації) причалів морських і річкових портів, стінок камер шлюзів, сухих доків, судноплавних каналів і інших воднотранспортних споруд.

Практичне значення отриманих результатів

Отримані результати дозволяють точніше визначати розрахункові значення параметрів міцності і деформативності розглянутих споруд (погонні значення моменту опору і моменту інерції шпунтових стінок), які використовуються при розрахунках і проектуванні большверків. Розроблені конструкторсько-технологічні рішення для стінок із шпунтових паль коритного профілю покращують умови їх роботи у складі

воднотранспортних споруд. Удосконалені методи проектування і зведення (реконструкції) продовжують термін служби розглянутих споруд, скорочують витрати на їх ремонти й відновлення.

Особистий внесок дисертанта у наукових роботах, опублікованих у співавторстві, полягає у такому:

- виконані натурні й лабораторні експериментальні дослідження взаємодії шпунтових паль коритного профілю в замкових з'єднаннях між собою й із ґрунтовим середовищем з подальшою обробкою результатів і їх аналізом [5, 6, 9, 27];

- вивчені і розроблені розрахункові схеми й методики розрахунку взаємодії шпунтової стінки із ґрунтовим середовищем, що враховують експериментально виявлені особливості роботи шпунтових паль коритного профілю [4, 11-19];

- виконаний аналіз технічного стану та особливостей роботи підпірних стінок воднотранспортних споруд [1-3, 7, 8, 10, 20-26, 28].

Практичну цінність мають такі результати:

▪ дослідні дані про розвиток сил тертя у замкових з'єднаннях, отримані при проведенні натурних і лабораторних експериментальних досліджень взаємодії сталевих шпунтових паль коритного профілю між собою й із ґрунтовим середовищем у складі споруди типу «большерк»;

▪ уточнені методи розрахунку системи «шпунтова стінка – ґрунтове середовище – водне середовище», що враховують експериментально встановлену специфіку взаємодії паль у замкових з'єднаннях большерку й реальні параметри його поперечних перерізів (момент інерції, момент опору);

- інноваційні раціональні конструкторсько-технологічні рішення больверку із шпунтових паль коритного профілю, що забезпечують сумісну роботу паль.

Дисертаційна робота пов'язана з вирішенням комплексних наукових проблем, досліджених кафедрою «Морські й річкові порти, водні шляхи і їх технічна експлуатація» Одеського національного морського університету по темах:

- «Теоретичні основи розробки уточнених методів проектування портових причальних споруд і пристроїв для збирання нафтопродуктів з поверхні акваторії», виконаній в рамках держбюджетної науково-дослідної роботи (державний реєстр. №0100U001074);
- «Удосконалювання методів підвищення надійності й безпеки технічної експлуатації гідротехнічних споруд у береговій і шельфовій зонах України», виконаній в рамках держбюджетної науково-дослідної роботи (державний реєстр. №0110U000474).

Результати досліджень по темі дисертації у вигляді розробки конструкторсько-технологічних рішень, методики розрахунку, що реалізують методи визначення експлуатаційних параметрів воднотранспортних споруд, використовувалися при виконанні науково-дослідних робіт в Одеському національному морському університеті, у навчальному процесі на факультеті воднотранспортних і шельфових споруд, а також при реалізації проекту реконструкції причалу №6 Бердянського морського торгового порту (перевантажувальний комплекс компанії «ФЛАСК»).

Ключові слова: технічна експлуатація, причал типу больверк, навантаження від тиску ґрунту, несуча здатність.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації (публікації у наукових професійних виданнях):

1. Петросян В.Н. К определению предельной величины деформации тонкой стенки / Петросян В.Н., Калюжная В.Е. // Вісник Одеського державного морського університету, 1998, С.50-52
2. Петросян В.Н. Расчет активного и пассивного давления грунта на пологие стенки__на основе технической теории предельного напряженного состояния / Яковлев П.И., Петросян В.Н., Карпюк В.М.// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, випуск №5, 2001, С.141-154
3. Петросян В.Н. Современные конструкторско-технологические решения как основа развития и совершенствования причального фронта Украины / Дубровский М.П., Пойзнер М.Б., Петросян В.Н.// Вісник Одеського державного морського університету, 2001, С.126-133
4. Петросян В.Н. Исследование особенностей взаимодействия стальных шпунтовых свай с грунтовой средой при технической эксплуатации, реконструкции и ремонте водотранспортных сооружений /М.П.

- Дубровский, В.Н. Петросян, Г.Н. Мещеряков // Вісник Одеського державного морського університету, 2010, С.69-80
5. Петросян В.Н. Натурные экспериментальные исследования погружения шпунтовых свай вдавливанием / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян, Г.Н. Мещеряков // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник «Механіка ґрунтів та фундаментобудування», випуск 75, книга 2, Київ, НДІБК, 2011, С. 338-344
 6. Петросян В.Н. Крупномасштабные лабораторные исследования взаимодействия замковых соединений шпунтовых свай с грунтовой средой / М.П. Дубровский, Г.Н. Мещеряков, В.Н. Петросян // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник «Механіка ґрунтів та фундаментобудування», випуск 75, книга 2, Київ, НДІБК, 2011, С. 113-119
 7. Petrosian V.N. Bulk Freight: Some Prospects for the Black and Azov Seas Ports /M. Doubrovsky, V. Petrosian, V. Kalyuzhnaya, M. Vargin // Economics & Economy, Volume 1, Number 2, 2013, ELIT, Podgorica, Montenegro. Pp. 163-176.
 8. Петросян В.Н. Расчет устойчивости оползневых склонов и откосов на основе использования элементов технической теории предельного напряженного состояния / Яковлев П.И., Петросян В.Н., Ладур О.В., Карпюк В.М. // Кубанский государственный аграрный университет, Сборник научных трудов, Краснодар, 2003, С. 42-52.
 9. V. Petrosyan, M. Doubrovsky. Improvement Of Technological Solutions For Sheet Piling Walls Made Of U-Shape Piles. Journal of Civil Engineering and Architecture, volume 11, Number 4, USA, 2017. P. 335-341. (Наукометричні бази: Google Scholar; Ulrich's Periodicals Directory, USA; Chinese Database of CEPS, Taiwan; Summon Serials Solutions,

USA; Norwegian Social Science Data Services (NSD), Norway; China National Knowledge Infrastructure (CNKI); J-Gate; Academic Key; SHERPA/RoMEO; CiteFactor, USA; Electronic Journals Library (EZB); SJournal Index; NewJour; Scientific Indexing Services; Scholar Steer; CrossRef.; Index Copernicus, Poland; InFoBase Index).

10. Петросян В.М. Аналіз сучасного стану експлуатованих причальних споруд морських портів України / М.П. Дубровський, В.М. Петросян, О.В. Калюжний, В.Є. Калюжна // Вісник Одеського національного морського університету, 2018, С.51-61.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

11. Петросян В.Н. Проблемы и перспективы строительства, реконструкции и модернизации глубоководных портовых причальных сооружений / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян, К.В. Петросян, Е.А. Тертычная // Материалы Восьмой международной транспортной конференции «Интер-транспорт». Одесса, 2009, С. 220 – 224
12. Петросян В.Н. Инновационные решения для развития причального фронта и шельфовых сооружений Черноморско-Азовского бассейна / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян, В.В. Литвиненко, К.В. Петросян, Е.А. Тертычная // Материалы Девятой международной транспортной конференции «Интер-транспорт». Одесса, 2010, С. 297 – 298
13. Петросян В.Н. О боковом давлении грунта на сооружение при воздействии сложной поверхностной нагрузки / П.И. Яковлев, В.Н. Петросян, Н.С. Прусенков // 4-та Українська науково-технічна конференція «Механіка ґрунтів та фундаментобудування», Київ, 2000.

C.291-294

14. Петросян В.Н. Перспективы технического развития причального фронта морских портов на основе современных конструкторско-технологических решений / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // Пятая Международная Конференция «Транспортные перевозки в странах СНГ, Балтии, Европы», Одесса, 2000. С.112-115
15. Petrosyan V.N. Modern technologies for port quay structures' reconstruction / M.P.Doubrovsky, M.B.Poizner, V.N.Petrosyan. //Proc. of the5-th International Seminar on Renovation and Improvements to Existing Quay Structures, Technical University of Gdansk, Gdansk, Poland, 2001. Volume 1. Pp.127-134
16. Petrosyan V.N. Full-scale physical modeling of the system “granular media – steel sheet piling”. / M.P.Doubrovsky, G.N. Meshcheryakov, V.N. Petrosyan, O.M. Dubrovskaya. // Advances in applied physics & material science congress APMAS 2011. Book of abstracts. Vol.1. Antalya, Turkey, 2011, P. 350
17. Petrosyan V.N. Modern tendencies in development and reconstruction of deep water quay walls in Ukrainian Black Sea ports. / A. Belakrouf, S.Gabi, V.N. Petrosyan, K.V. Petrosyan, V.T. Oganessian // Материалы Десятой международной транспортной конференции «Интер-транспорт». Одесса, 2011, P. 306-311

Опубліковані праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

18. Петросян В.Н. Экспериментальные исследования зависимости давления грунта на сооружение от его смещения при наличии нагрузки на ломаной поверхности засыпки / П.И. Яковлев, В.Н.

- Петросян // Гидротехнические сооружения морских портов и их механизация / Сб. научных трудов. М.: ОИИМФ, 1983, С. 27-29
- 19.Петросян В.Н. Общая классификация и характеристика существующих методов исследования эксплуатируемых причальных сооружений / А.В. Школа, В.Н. Петросян // Вопросы проектирования и эксплуатации инженерных сооружений и оборудования портов . - М.: В/О "Мортехинформреклама ", 1987. - / ОИИМФ/ С.70-75
- 20.Петросян В.Н. Анализ основных характеристик эксплуатируемого причального фронта портов Азово-Черноморского бассейна. Научно-технические проблемы эксплуатационной надежности портовых сооружений / В.Н. Петросян // Союзморниипроект. М.: Транспорт, 1988, С. 101-107
- 21.Петросян В.Н. Перспективы развития причального фронта украинских портов. «Судоходство» / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян // Международный информационно-аналитический журнал, №7-8, 2000. С.58-59
- 22.Петросян В.Н. Развитие причального фронта морских портов. Современный мировой опыт «Судоходство» / В.Н. Петросян, М.П. Дубровский // Международный информационно-аналитический журнал, №10, 2000, С.28
- 23.Петросян В.Н. Современные шпунты в отечественном портостроении / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», №6, 2003, С.62-64
- 24.Петросян В.Н. Разнообразие шпунтовых профилей /М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», №1, 2004. С.84-85
- 25.Петросян В.Н. Возможности шпунтовых свай в портовой гидротехнике / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», №2, 2004, С.64-65
26. Петросян В.Н. Современные шпунтовые профили – основа высокого

- качества о портостроения / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», №6, 2004, С.60-61
- 27.Петросян В.Н. Новые возможности шпунтовых профилей / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», №3, 2006, С.52-53
- 28.Петросян В.Н. Вторая жизнь причалов / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян, В.Е. Калюжная // «Порты Украины», №3, 2007, С.62-63
- 29.Петросян В.Н. Эффективные технологии при использовании шпунтовых свай в портовом строительстве / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // Порты Украины, №6, 2005, С.26-28

ABSTRACT

V.M. Petrosian. Determination of Operating Parameters of Water-Transport Sheet Piling Structures. - Manuscript.

Thesis for the degree of a PhD (Engineering) in speciality 05.22.20 “Operation and Repair of Vehicles.” - Odessa National Maritime University, Ministry of Education and Science of Ukraine, Odessa, 2018.

The stable economic development of Ukraine is due, in particular, to fulfilment of the essential potential of the country for transit traffic. The development of the latter depends, to a great extent, on the effective functioning of the water transport industry - a branch where the seaports are of crucial importance. The efficiency of the infrastructure of the seaports in the Black and Azov Seas is determined by the technical condition of their hydraulic engineering works, as well as an optimum mode of operation of their berthing, enclosing and coast protecting structures. The unsatisfactory current condition of a whole number of port hydraulic works evidences the need for improvement and enhancement of efficiency

of their maintenance and operation, i.e. for methods of designing and implementation of any repair, reconstruction and retrofitting works in combination with the new construction.

Expenses for reconstruction (retrofitting, construction) of any water-transport structures depend, in particular, on a correct choice of design decisions and a method of design. The well-known traditional decisions are not always cost-efficient or reliable, so development and study of any new approaches to solution of these problems are expedient.

The actual tasks of maintenance and operation of the water-transport structures lie in enhancement of their reliability, longevity and extension of their serviceable life. Solution of these tasks is related to introduction in practice of any new or improved approaches to a choice, substantiation and application of any efficient design and engineering decisions that are grounded, inter alia, on in-situ tests and/or full-scale experimental investigation of the behavior of the said structures. As is evidenced by the practices of the modern water-transport engineering technologies, use of rolled-steel sheet piles in the structures of sheet pile wall berths, retention walls of any navigable passes and ship repair, coast protecting, and enclosing structures. In most cases, their primary bearing members are made from U-section sheet piles (both of domestic and foreign manufacture). Improvement of the sheet pile walls in order to ensure their high carrying ability, reduction of consumption of metal by way of its rational use may be reached for account of the specific behavior of the said sheet pile walls in the analytical models and design methods applied and development of rational and cost-efficient design and engineering solutions.

This thesis is dedicated to the peculiarities of determination of performance parameters of the structures that are analyzed; among them are such factors as load cantilevering and stress-strain properties that are necessary for a safe opera-

tion load accommodation. As regards sheet pile walls, these are refined geometrical characteristics (moment resistance and inertia moment) referred to unit length of a structure in the direction along the line of a berth boundary.

In the First Chapter, the author makes an assessment of the current condition of the water-transport structures in this country that are operated, and determines main peculiarities of maintenance and operation of any steel piling structures that are (together with pile trestles) the most popular types of a berth structure. A considerable number of steel piling is made from U-section steel sheet piles that are united in an interlock. The specific conditions of performance of such sheet pile walls upon operation of any water-transport structures lie in a considerable effect of the conditions of interaction of the steel sheet piles with the soil medium surrounding them. Values of main rigidity characteristics and rating curves of the quay walls with steel sheet piles depend considerably on implementation of friction forces in the interlocks between steel sheet piles (steel - soil) because the interlocks are placed on the neutral axis of a wall. Depending on actual implementation of the conditions of any such interaction, running values of inertia moment and moment resistance of a sheet pile wall may vary over a wide range differing several times.

The existing methods of strain-stress analysis of water-transport sheet piling structures being operated do not allow for any running values of the inertia moment and moment resistance for some particular “structure - soil medium” systems, but only refer to their catalogue values provided by the manufacturers of steel sheet piles. In order to allow for the specificity as mentioned above, it is necessary to carry out some theoretical and field research that give an option in determining, for some particular conditions, the relevant rigidity and strain-stress parameters of the structures described. It is also expedient to develop some technical solutions that allow ensuring those values of the said parameters that are required by the operating conditions for water-transport structures.

A theoretical analysis of the conditions for interaction between U-section steel sheet piles in the interlock has showed an opportunity of a qualitative and quantitative assessment of the real running values of inertia moments and section modulus of sheet piles, given the results of the field research. At the same time, such approach has a series of defects, in particular:

- it is necessary to operate with measured parameters of steel sheet in a stress condition piles, given some particular operating conditions, which is impossible at the stage of design of a new object and is difficult in designing a reconstruction (retrofitting or repair) of any existing structure.
- a geological profile for building or reconstruction (retrofitting, repair) of a particular structure cannot be reflected in the calculation dependencies, which cannot but affect the accuracy and veracity of any results to be obtained.

Development of such an analytic model that, first, is based on accessible initial data obtained without any previous complicated and expensive in-situ tests, and, second, reflects the properties of soil base and backfill where interaction of steel sheet piles takes place, is deemed actual.

The Second Chapter contains an analysis of the well-known field research of operation of sheet pile walls made from U-section sheet piles as well as a description of all field research and laboratory tests carried out for assessment of operation of any such bulwarks and results thereof.

The results of the known research have expressly confirmed discrepancy between theoretical and actual values of such important parameters as running inertia moment and section modulus of sheet pile walls made from U-section sheet pile walls, which evidences the necessity to allow, in a compulsory manner, for a phenomenon described in the design practice for structures of that kind.

The full-scale in-situ tests and laboratory investigations that were carried out with the participation of the author have allowed to obtain new information about the peculiarities of interaction of U-section steel sheet piles and soil media,

in particular, about conditions for development of friction forces in the interlock of sheet piles upon insertion of piles into soil.

The main conclusions that may be deduced from the full-scale in-situ tests carried out are as follows:

- the friction forces in the interlocks between the U-section steel sheet piles are of essential importance reaching, in the average, 60-90% of total indentation resistance upon penetration of a sheet pile into soil; contribution of the friction forces into the cumulative value of resistance will increase as a pile penetrates deeper into soil;

- the resultant of friction forces and their intensity will increase nonlinearly as one sheet pile is being indented into the interlock in respect of another one;

- replacement of the upper layer of the primary (natural) soil of the foundation at a level higher than subterranean water with fine grain sand has resulted in a considerable increase of resistance of soil to indentation of a sheet pile along the interlock (up to 2.5 times), mainly owing to development of the friction forces;

- an additional densification of sand in the interlock by a hydraulic filling method before deepening of a moving element in the interlock has caused a sharp increase in indentation resistance upon penetration of a sheet pile into soil.

- The comparison of the dependencies obtained for two kinematic diagrams applied in a laboratory research allows drawing such a conclusion.

- Work of the basic interlocking element under a “piles-vertical rods” scheme, i.e. with a closed prop heel of its interlock, complicates considerably deepening of a moving interlocking element into the interlock in comparison with the operating conditions for a basic element under a “hanging sheet pile” scheme. The effect described above may be explained by creation (upon work of the basic interlocking element under the “piles-vertical rods” scheme) of an area of densified soil in the interlock of the interlocking elements of the sheet piles in between prop heels of the basic (immovable) and moving elements. As the penetration load and a relative displacement of a moving element along the interlocks increase,

density of soil inside the interlock grows and, accordingly, resistance to deepening of a moving interlocking element shows a sharp enhancement.

- The dependencies of “indentation load - interlock displacement” for the “interlocking element - soil media” system are of nonlinear nature, that is affected by a bounding action, mainly, by the conditions of fixity of a basic interlocking element.

- In case of bearing of a basic interlocking element into the bottom of a soil chute, a focus of our scrutiny has become a dependency that arises at the initial stage of load and may be described as a parabolic relation, but upon further growth of applied force is similar to a linear one.

- In case of a “hanging” basic interlocking element (not bearing against the bottom of a soil chute, there can be marked out three intervals of displacement of a moving interlocking element in the interlock in respect of a basic element. The first and the third intervals correspond to penetration of a moving element in respect of an immovable basic one. The first interval embraces the commencement of the indentation process when a moving element is displaced along the interlock not involving a basic element in displacement because of lack of the friction forces in the interlock. The third interval is at the 1st stage of indentation of a moving element when a basic element is fixed at a depth of penetration reached in order to avoid bearing against the bottom. The interim - second- interval of penetration corresponds to joint penetration of both interlocking elements when load of indentation applied to a moving element using the friction forces in the interlock is transmitted onto a basic interlocking element and involves the same in displacement.

- The revealed dependencies of “load - displacement” allow determining, upon relatively small (in comparison with the results of the in-situ tests contemplated above) intervals of application of the indentation effort, the mutual displacements of the interlocking elements.

Thus, the laboratory investigations have confirmed main results of the in-situ tests and have allowed obtaining new data for smaller (and more detailed) intervals of application of an external load typical of the operating conditions for sheet pile walls being a part of any water-transport hydraulic engineering works. The similarity observed of the dependencies of “power of resistance - displacement of a sheet pile” in the in-situ tests and laboratory investigations confirms a possibility of using some experimental diagrams for working out an analytic model of the “sheet pile wall - soil media” system within a wide range of loads and displacements typical both of a stage of erection or reconstruction of a water-transport structure and of a stage of its maintenance and operation.

The Third Chapter deals with an analytical model and a method that have been worked out to determine the strain-stress behavior of a sheet pile wall and that allow for the dependencies experimentally found of a force interaction of piles in the interlocks.

On the basis of the method worked out, a numerical modelling has been performed for operating conditions of a water-transport sheet piling structure made of PU 32 type U-section steel sheet piles (a berth with water depth of 13.0 m near the boundary of the structure for an anchored wall and with water depth of 6.25 m for a non-anchored cantilevered retaining wall). A possibility to particularize the main performance parameters of a structure (admissible operation load, depths near berths, heights of any bulkhead walls, etc. that correspond to the load-bearing ability of both a structure as a whole and, in particular, of its main structural components) has been shown for some specific operating conditions of a structure. It has been found that the standard (catalogue) values of geometrical characteristics (in particular, running flexural rigidities) of sheet pile walls are overestimated considerably for those cases when joint work of any single sheet pile walls is not secured in full (i.e. when there exists a possibility of any mutual relative displacements in the interlocks). Accordingly, in this situation all columnar deflections of the walls are underestimated to a considerable extent. In the

worst (in the context of a structure's operation on arching) from the cases described, flexural rigidity of a wall consisting of PU 32 type steel sheet piles may be approximately 32% from the maximum value (according to the catalogue) of this parameter.

Allowance for a strain capacity of the anchoring system of a structure for any anchored bulwarks leads to an inconsiderable adjustment of decreasing factors for the parameters of a bulwark's strain-stress behavior (in the cases described, approximately 3%). Allowance for a change in the values of the coefficient of subgrade reaction as to depth of soil base before a sheet pile wall also leads to an inessential adjustment of decreasing factors for the parameters of a bulwark's strain-stress behavior (in the cases described, approximately 2%).

An analysis of the results revealed allows recommending (regardless from nature of a distribution diagram of the coefficient of subgrade reaction and strain capacity of the anchoring system of an anchored bulwark) either of the two approaches as follows:

- securing, upon building/reconstruction/retrofitting/ repair of any water-transport sheet piling structures, that steel sheet piles be fastened in between them in a manner that allows avoid (or reduce to a great extent) the considerable effect revealed of mutual displacements of steel sheet piles in the interlocks [in addition to the methods mentioned above and traditionally applicable when the interlocks are ferruled or welded, the author can recommend methods contemplated in Section 4 of this study].

- allowance for any rigidity characteristics of a bulwark made from U-section steel sheet piles (reduced in comparison with the catalogue values) that are applied to operation of the structures and corresponding characteristics of a structure's strain-stress behavior upon a definitive choice of a design of section of steel sheet piles.

It is evident that option for implementation or any one of the approaches specified will depend on their economic variables (cost of respective piles sections

as well as expenses for avoidance of mutual displacements of steel sheet piles in the interlocks).

The Fourth Chapter offers innovative design and engineering solutions worked out for bulwarks that are aimed at enhancement of interaction of adjoining steel sheet piles being a part of a structure.

One of those solutions suggests that pairs or groups of sheet piles in a bulwark that are equally oriented in a position relative to the neutral axis of a sheet pile wall should be united with butt straps. This will allow reducing mutual displacements of any adjoining sheet piles along the interlocks and, accordingly, enhancing the relative stiffness of a whole sheet pile wall.

In another solution, an inclination of steel sheet piles relative to the vertical is ensured in the longitudinal direction to a berth, which results in an increase of the friction forces in the interlocks of any adjoining sheet piles and in an analogous effect in respect of the stiffness of a whole sheet pile wall. Each subsequent sheet pile of a sheet pile wall is located above the interlock of a previous sheet pile. Such placement of steel sheet piles being part of a sheet pile wall allows transferring a part of the weight of a sheet pile lying above, to its interlock with a sheet pile lying beneath, and enhancing thereby the friction forces in the interlock that impede a mutual displacement of steel sheet piles in the interlock.

Thus, new design and engineering solutions offered in Chapter 4 allow ensuring, for account of some quite simple and cost-neutral approaches:

- a more reliable interaction of adjoining steel sheet piles being a part of a water-transport sheet piling structure;
- approximation of real values of the geometric characteristics of sheet pile walls (moment of inertia, section modulus) to their catalogue values proposed by manufacturers of rolled steel sheet piles;
- enhancement of quality and efficiency of design choices;
- reduction of expenses for maintenance of any water-transport structures.

Thus, the following conclusions seem to be the most important scientific results obtained in this thesis:

1. The full-scale in-situ tests (both in field and laboratory conditions) of interaction of U-section steel sheet piles have been implemented with due account for the impact of soil media; it's for the first time that dependencies of the friction forces in the interlocks of steel sheet piles on relative mutual displacements of the latter have been determined.

2. There have been worked out new methods of calculation of operating parameters of water-transport sheet piling structures made from U-section steel sheet piles that allow for any experimentally determined peculiarities of interaction of sheet piles in the interlocks in between them.

3. A numerical modelling of operation of water-transport sheet piling structures made from U-section steel sheet piles has been carried out; their operating parameters have been determined and the strain-stress behavior of components of the "structure - soil media" system has been specificited, which reflects real conditions of their interaction.

4. Innovative design and engineering solutions for sheet pile walls have been worked out that increase operating parameters of a structure as well as efficiency of use of U-section piles in building and maintenance and operation (repair, reconstruction, retrofitting) of berths of any seaports and river ports, walls of any lock chambers, dry docks, navigable canals and any other water-transport structures.

Scientific Novelty of the Results Obtained

1. This is the first time that full-scale comprehensive in-situ tests (both in field and laboratory conditions) of interaction of U-section steel sheet piles have been carried out with due account for the impact of soil media and using a sheet pile indentation technology; dependencies of the friction forces in the interlocks

of steel sheet piles on relative mutual displacements of the latter have been determined. These in-situ tests differ from any other known field research by using a sheet pile indentation technology, as well as a comprehensive approach and complementary tests for interlocks on a building site and in the laboratory.

2. There have been worked out new methods of calculation of water-transport sheet piling structures made from U-section steel sheet piles for account of new experimentally determined peculiarities of interaction of sheet piles in the interlocks in between them.

3. A numerical modelling of operation of water-transport sheet piling structures made from U-section steel sheet piles has been built upon; operating parameters of their strain-stress behavior of components of the “structure - soil media” system has been specified, which reflects the real conditions of interaction of the structures envisaged with soil media.

4. Innovative design and engineering solutions for bulwarks have been worked out that facilitate joint operation of steel sheet piles and, accordingly, increase efficiency of use of U-section piles in building and maintenance and operation (repair, reconstruction, retrofitting) of berths of any seaports and river ports, walls of any lock chambers, dry docks, navigable canals and any other water-transport structures.

Practical Meaning of the Results Obtained.

The results obtained allow for a more precise determination of theoretical values of load cantilevering and stress-strain parameters of structures envisaged (running values of section modulus and moment of inertia of sheet pile walls) that are used in calculations and design of bulwarks. The design and engineering solutions worked out for walls made from U-section steel sheet piles improve the operating conditions for them being a part of any water-transport structures. The improved methods of design and erection (reconstruction) will prolong the service life of the structures envisaged and reduce expenses for their repair and renewal.

The dissertationist's personal contribution made through his written studies and articles in which he appears as a co-author lies in:

- the in-situ tests and laboratory experimental investigations of interaction of U-section steel sheet piles in the interlocks in between them and soil media have been performed with further processing of the results thereof and their analysis [5, 6, 9, 27];

- the analytical models and a methodology for structural analysis of interaction of a sheet pile wall with soil media have been scrutinized and worked out that allow for any experimentally revealed peculiarities of work of U-section steel sheet piles [4, 11-19];

- an analysis of the technical conditions and peculiarities of work of bulk-head walls of water-transport structures [1-3, 7, 8, 10, 20-26, 28].

The results of practical value are as follows:

- the data of the research dedicated to development of friction forces in the interlocks that have been obtained as a result of in-situ tests and laboratory experimental investigations of interaction of U-section steel sheet piles in between them and with soil media that are part of a sheet piling structure;

- the improved methods of calculation of the “sheet pile wall - soil media - water media” system that allow for a specificity experimentally revealed of interaction of sheet piles in the interlocks of a sheet piling structure and the real parameters of its transverse cross-sectional views (inertia moment, section modulus);

- the innovative rational design and engineering solutions for a bulwark made from U-section steel sheet piles that secure a joint work of sheet piles.

- The thesis is related to solution of integrated scientific problems being studied by the Department of Seaports and River Ports, Waterways and Their Technical Maintenance of Odessa National Maritime University, with a breakdown into the topics as follows:

- “Theoretical Principles of Development of Improved Methods of Design of Port Berthing Facilities and Skimming Devices” performed within the framework of the Government-sponsored research (public registration No. 0100U001074);
- “Improvement of the Methods of Enhancement of Reliability and Safety of Maintenance of Hydraulic Engineering Works in the Coastal and Shelf Zones of Ukraine” performed within the framework of the Government-sponsored research (public registration No. 0110U000474).

The results of the research implemented within the framework of this thesis that have been embodied as design and engineering solutions, a methodology for structural analysis applied in the methods of determination of operating parameters have been used in performance of other research works in Odessa National Maritime University, during the academic process at the Faculty of Water Transport and Offshore Structures as well as in performance of a project of reconstruction of Berth No. 6 in Berdyansk Commercial Seaport (a cargo handling complex owned by FLASK Company).

Key words: maintenance, sheet piling berths, load by soil pressure, load-bearing ability.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ	3
ABSTRACT	21
ВСТУП.....	37
РОЗДІЛ 1 СУЧАСНИЙ СТАН ЕКСПЛУАТОВАНИХ ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД МОРСЬКИХ ПОРТІВ УКРАЇНИ.....	45
1.1. Характеристика причальних споруд українських морських портів	45
1.2. Особливості технічної експлуатації споруд типу «большерк»	55
1.3. Специфіка визначення експлуатаційних параметрів шпунтових стінок з паль коритного профілю	72
Висновки за розділом 1	83
РОЗДІЛ 2 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ БОЛЬВЕРКІВ ЗІ ШПУНТОВИХ ПАЛЬ КОРИТНОГО ПРОФІЛЮ	85
2.1. Аналіз відомих експериментальних досліджень роботи шпунтових стінок із паль коритного профілю	85
2.2. Повномасштабні натурні та лабораторні експериментальні дослідження взаємодії одиночних шпунтових паль коритного профілю з ґрунтовим середовищем	95
2.2.1. Постановка завдання	95
2.2.2. Натурні експерименти з палями коритного профілю і замками типу Ларсен	98
2.2.3. Лабораторні великомасштабні дослідження взаємодії замкових елементів із ґрунтовим середовищем	107
Висновки за розділом 2	119
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ І ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД ТИПУ «БОЛЬВЕРК» ІЗ ҐРУНТОВИМ СЕРЕДОВИЩЕМ.....	120
3.1. Постановка завдання та основні передумови розрахункової моделі.....	120
3.2. Чисельне моделювання роботи системи «причальна споруда – ґрунтове середовище».....	125
Висновки за розділом 3	138

РОЗДІЛ 4	
УДОСКОНАЛЮВАННЯ КОНСТРУКТОРСЬКО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ	
ШПУНТОВИХ СТІНОК З ПАЛЬ КОРИТНОГО ПРОФІЛЮ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ	
ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ЯКОСТЕЙ ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД	140
4.1. Необхідність удосконалювання больверків із шпунтових палей коритного	
профілю	140
4.2. Застосування конструктивних елементів, що поліпшують спільну роботу	
шпунтових палей коритного профілю	142
4.3. Удосконалювання технологічних рішень для шпунтових стінок з палей	
коритного профілю	144
Висновки за розділом 4	147
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	150
ДОДАТОК А	
ІЛЮСТРАТИВНІ МАТЕРІАЛИ ДО ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ	
ДОСЛІДЖЕНЬ	159
А.1. Установка для проведення натурального експерименту	160
А.2. Елементи шпунтових палей для проведення експерименту	165
А.3. Установки для проведення лабораторного експерименту	170
А.3.1. Лабораторне моделювання взаємодії піщаного ґрунту з замковими	
з'єднаннями шпунтових палей (Горизонтальне розміщення замкових з'єднань)	
.....	170
А.3.2. Лабораторне моделювання взаємодії піщаного ґрунту з замковими	
з'єднаннями шпунтових палей (вертикальне розміщення замкових з'єднань) .	174
ДОДАТОК Б.....	179
ВИХІДНІ ДАНІ І РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ	
ПРИЧАЛУ ТИПУ «БОЛЬВЕРК»	179
Б 1. Вихідні дані і результати розрахунку для розрахункового випадку А2	180
Б 1.1. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-25.....	180
Б 1.2. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-100.....	184
Б 1.3. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-Х.....	188
Б 1.4. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-37.....	195
Б 2. Вихідні дані і результати розрахунку для розрахункового випадку А3	199
Б 2.1. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-25.....	199
Б 2.2. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-100.....	203
Б 2.3. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-Х.....	207
Б 2.4. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-40.....	215

ДОДАТОК В

АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ..... 220

ДОДАТОК Г

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ
ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ..... 223

ВСТУП

Перехід до стабільного економічного розвитку України можливий, зокрема, з реалізацією істотного транзитного потенціалу країни. Його розвиток залежить значною мірою від ефективного функціонування водотранспортній галузі, в якій ключову роль відіграють морські порти. Ефективність всієї інфраструктури морських портів України визначається технічним станом їх гідротехнічних споруд, а також раціональною експлуатацією причальних, захисних та берегозахисних споруд. Незадовільний сучасний стан ряду портових гідротехнічних споруд свідчить про необхідність вдосконалення і підвищення ефективності їх технічної експлуатації, тобто методів проектування і реалізації ремонту, реконструкції та модернізації в поєднанні з новим будівництвом.

Витрати на реконструкцію (модернізацію, будівництво) водотранспортних споруд залежать, зокрема, від правильного вибору проектних рішень і методу проектування. Відомі традиційні рішення не завжди є економічними або надійними, тому доцільні розробка і дослідження нових підходів до вирішення даних проблем.

Актуальність теми

Актуальними завданнями технічної експлуатації водотранспортних споруд є підвищення їх надійності, довговічності і продовження терміну служби. Вирішення цих завдань пов'язане з впровадженням в практику нових і вдосконалених підходів до вибору, обґрунтування і застосування ефективних проектних і конструкторсько-технологічних рішень, заснованих, в тому числі, на натурних і/або великомасштабних експериментальних дослідженнях поведінки розглянутих споруд в процесі їх експлуатації.

Як показує практика сучасного портобудування, вельми високою є ступінь застосування сталевого прокатного шпунта в конструкціях причалів типу «больверк», підпірних стін, берегозахисних і огорожувальних споруд. У більшості випадків їх основні несучі елементи виконані з шпунтових паль коритного профілю (як вітчизняного, так і імпортного виробництва). Удосконалення шпунтових стінок з метою забезпечення їх високої несучої здатності, зниження витрати металу шляхом раціонального його використання може бути досягнуто урахуванням специфіки їх роботи, а також розробкою раціональних конструкторсько-технологічних рішень.

Дана робота присвячена дослідженню особливостей визначення експлуатаційних параметрів розглянутих споруд, до яких віднесемо показники міцності і деформованості, що забезпечують сприйняття експлуатаційних навантажень при проектній глибині біля причалів. Для шпунтових стінок це їх уточненні геометричні характеристики (момент опору і момент інерції), віднесені до одиниці довжини споруди в напрямку вздовж лінії кордону причалу.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами

Дисертаційна робота пов'язана з вирішенням комплексних наукових проблем, досліджених кафедрою «Морські та річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація» Одеського національного морського університету за темами:

- «Теоретичні основи розробки уточнених методів проектування портових причальних споруд і пристроїв для збору нафтопродуктів з поверхні акваторії», виконаної в рамках держбюджетної науково-дослідної роботи (держ. Реєстр. №0100U001074)

- «Удосконалення методів підвищення надійності та безпеки технічної експлуатації гідротехнічних споруд в береговій і шельфовій зонах України»,

виконаної в рамках держбюджетної науково-дослідної роботи (держ. Реєстр. №0110U000474).

Мета і завдання дослідження

Мета дисертації - розробити ефективні методи визначення експлуатаційних параметрів воднотранспортних споруд типу «больверк», які враховують специфіку роботи шпунтових паль коритного профілю.

Для досягнення поставленої мети вирішуються наступні завдання:

- Аналіз специфіки роботи споруд типу «больверк» з шпунтових паль коритного профілю та відомих експериментальних даних;
- Проведення експериментальних досліджень (як повномасштабних в натурних умовах, так і в лабораторних умовах на моделях) для визначення особливостей взаємодії шпунтових паль коритного профілю між собою і з ґрунтовим середовищем;
- Розробка методики розрахунку споруд типу «больверк» з урахуванням експериментально виявленої специфіки роботи шпунтових паль коритного профілю;
- Чисельне моделювання та оцінка напружено-деформованого стану (НДС) системи «шпунтова стінка - ґрунтове середовище»; порівняльний аналіз експериментальних даних і результатів обчислень за розробленими розрахунковими методами; оцінка достовірності отриманих результатів;
- Розробка раціональних конструкторсько-технологічних рішень для шпунтових стінок з паль коритного профілю, що підвищують експлуатаційні параметри споруд.

Об'єкт дослідження – методи технічної експлуатації воднотранспортних гідротехнічних споруд типу «больверк», що

забезпечують ефективне використання міцності і деформаційних параметрів цих конструкцій.

Предмет дослідження - експлуатаційні параметри (міцності і деформаційні) воднотранспортних споруд типу «большерк».

Методи дослідження - метод прямого експерименту (натурні і лабораторні повномасштабні дослідження зі шпунтовими палями в ґрунтовому середовищі); експериментально-теоретичні методи визначення напружено-деформованого стану системи «шпунтова стінка - ґрунтове середовище», що використовують для побудови розрахункової моделі результати фізичного моделювання; чисельне моделювання на основі експериментально-теоретичної моделі (аналіз впливу реальних експлуатаційних параметрів воднотранспортних споруд типу «большерк»).

Наукова новизна отриманих результатів

1. Вперше проведено повномасштабні експериментальні дослідження (як в натурних, так і в лабораторних умовах) взаємодії шпунтових паль коритного профілю при використанні технології вдавнення шпунта в ґрунтову середу. Визначено залежності сил тертя в замкових з'єднаннях від відносних взаємних переміщень шпунтових паль.

2. Розроблено нові методи розрахунку воднотранспортних споруд типу «большерк» з шпунтових паль коритного профілю за рахунок обліку виявлених закономірностей розвитку сил тертя в замкових з'єднаннях паль.

3. Дістало подальший розвиток чисельне моделювання роботи воднотранспортних споруд типу «большерк» з шпунтових паль коритного профілю. Визначено уточнені параметри напружено-деформованого стану

шпунтових стінок, що відображають реальні умови взаємодії досліджуваних споруд з ґрунтовим середовищем.

4. Розроблено інноваційні конструкторсько-технологічні рішення больверку, що забезпечують спільну роботу шпунтових паль. Запропоновані підходи підвищують ефективність застосування паль коритного профілю при будівництві та технічній експлуатації (ремонті, реконструкції, модернізації) причалів морських та річкових портів, стінок камер шлюзів, сухих доків, суднохідних каналів та інших водотранспортних споруд.

Практичне значення отриманих результатів

Отримані результати дозволяють більш точно визначати розрахункові значення характеристик міцності і деформаційних параметрів споруд, які розглядаються (погонні значення моменту опору і моменту інерції шпунтових стінок), та які використовуються при розрахунках і проектуванні больверку. Розроблені конструкторсько-технологічні рішення для стінок із шпунтових паль коритного профілю покращують умови їх роботи в складі водотранспортних споруд. Вдосконалені методи проектування і зведення (реконструкції) подовжують термін служби розглянутих споруд, скорочують витрати на їх ремонти та відновлення.

Практичну цінність мають наступні результати:

- дослідні дані про розвиток сил тертя в замкових з'єднаннях, одержані при проведенні натурних та лабораторних експериментальних досліджень взаємодії сталевих шпунтових паль коритного профілю між собою і з ґрунтовим середовищем в складі споруди типу «больверк»;

- уточнення методики розрахунку системи «шпунтова стінка - ґрунтове середовище - водне середовище», що враховують експериментально встановлену специфіку взаємодії паль в замкових з'єднаннях больверку і реальні погонні значення параметрів його поперечних перерізів (момент інерції, момент опору);

- інноваційні раціональні конструкторсько-технологічні рішення больверку з шпунтових паль коритного профілю, які забезпечують спільну роботу паль.

Результати досліджень за темою дисертації у вигляді конструкторсько-технологічних рішень і методик розрахунку, що реалізують розроблені методи визначення експлуатаційних параметрів воднотранспортних споруд використовувалися:

- при виконанні науково-дослідних робіт на кафедрі «Морські та річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація» Одеського національного морського університету (держбюджетна кафедральна тематика 2000-2012 рр.)

- в навчальному процесі на факультеті воднотранспортних і шельфових споруд ОНМУ (дисципліни «Морські порти», «Технологія і організація будівництва гідротехнічних споруд»)

- при реалізації проекту реконструкції причалу №6 Бердянського морського торгового порту (перевантажувальний комплекс компанії «ФЛАСК»).

Особистий внесок дисертанта

Особистий внесок відображений в наступному:

- проведено аналіз літературних матеріалів, які висвітлюють сучасний стан проблеми визначення експлуатаційних параметрів (характеристик міцності і деформаційних) воднотранспортних споруд типу «больверк»;

- виконані натурні і лабораторні експериментальні дослідження взаємодії шпунтових паль коритного профілю в замкових з'єднаннях між собою і з ґрунтовим середовищем (з подальшою обробкою і аналізом результатів);
- розроблені розрахункові схеми і методики розрахунку взаємодії шпунтової стінки з ґрунтовим середовищем, що враховують експериментально виявлені особливості розвитку сил тертя в замкових з'єднаннях шпунтових паль коритного профілю;
- запропоновані раціональні конструкторсько-технологічні рішення причалу типу «большерк» зі сталевих шпунтових паль коритного профілю, що забезпечують спільну роботу паль, і досліджено їх особливості.

Основні результати дисертаційної роботи отримані автором самостійно.

Апробація результатів дисертації

Основні результати роботи доповідалися на:

- Сьомій Всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка і фундаментобудування» (Одеса, 2011)
- П'ятій, восьмій, дев'ятій, десятій і одинадцятій міжнародних транспортних конференціях «Інтер-транспорт» (Одеса 2006 - 2009 - 2010 - 2011 - 2012)
- Міжнародній науково-технічній конференції «Advance sin applied physics & material science congress APMAS 2011». (Туреччина, 2011)
- П'ятому міжнародному семінарі з реконструкції та вдосконаленню існуючих причальних споруд (Польща, 2001)
- Четвертій Українській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка і фундаментобудування» (Київ, 2001)

- Науково-технічних конференціях професорсько-викладацького складу і наукових співробітників Одеського національного морського університету (Одеса, 2000 - 2012)

Публікації

За темою дисертації опубліковано 20 статей (у тому числі 7 статей у видавництвах, регламентованих МОН України, 2 статті в іноземних наукових спеціалізованих журналах), 7 доповідей на міжнародних і українських науково-технічних конференціях.

РОЗДІЛ 1

СУЧАСНИЙ СТАН ЕКСПЛУАТОВАНИХ ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД МОРСЬКИХ ПОРТІВ УКРАЇНИ

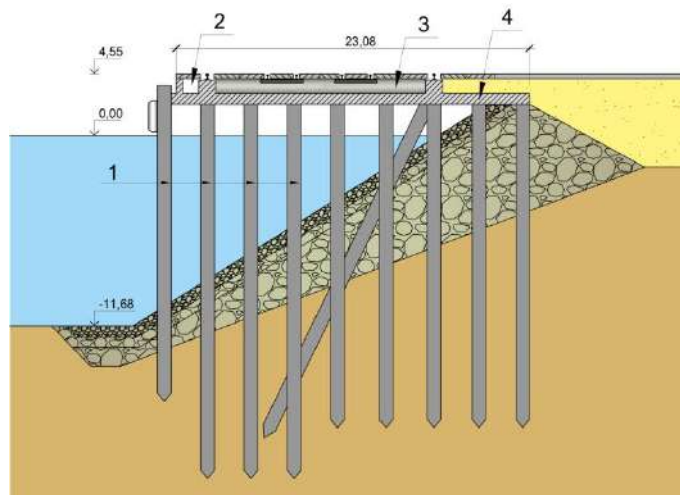
1.1. Характеристика причальних споруд українських морських портів

У воднотранспортній структурі України морські порти займають одне із провідних місць. У зв'язку із цим для вибору правильної технічної політики їх експлуатації, розвитку і модернізації практичний інтерес представляє аналіз сучасного стану причального фронту портів України. Нами були проаналізовані технічні параметри всіх вантажних (включаючи нафтоналивні), вантажопасажирських і пасажирських причалів — усього 275 споруд – для всіх 18 морських портів України*. Не розглядалася лише частина допоміжних і причалів портового флоту довжиною менше 50 м, а також причали порт - пунктів. Зазначені обмеження, однак, не вплинули на повноту і достовірність одержуваних даних.

Сучасний причальний фронт України представлений конструкціями, які зведені, в основному, у період після Другої світової війни. При цьому найпоширенішими конструктивними рішеннями були пальові естакади, включаючи облямівки і больверки зі шпунта. Приклади конструктивних рішень причалів згаданих основних типів наведені на рис. 1.1 – 1.5. У таблиці 1.1 наведений розподіл здійснених споруд по типах конструкцій за станом на 01.12.2017 р., який підтверджує цей висновок.

*За станом на 01.02.2014 р.

а)



б)

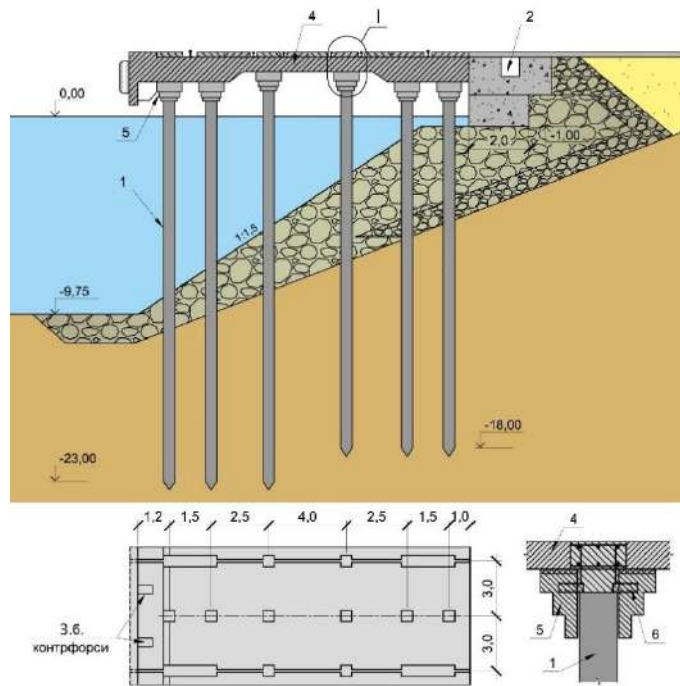


Рис. 1.1. Набережні-естакади із залізобетону з монолітною (а) і збірною (б) верхньою будовою:

- 1 – палі;
- 2 – потерна;
- 3 – баластовий шар;
- 4 – ростверк у вигляді залізобетонної плити;
- 5 – наголовники;
- 6 – опорні швелери.

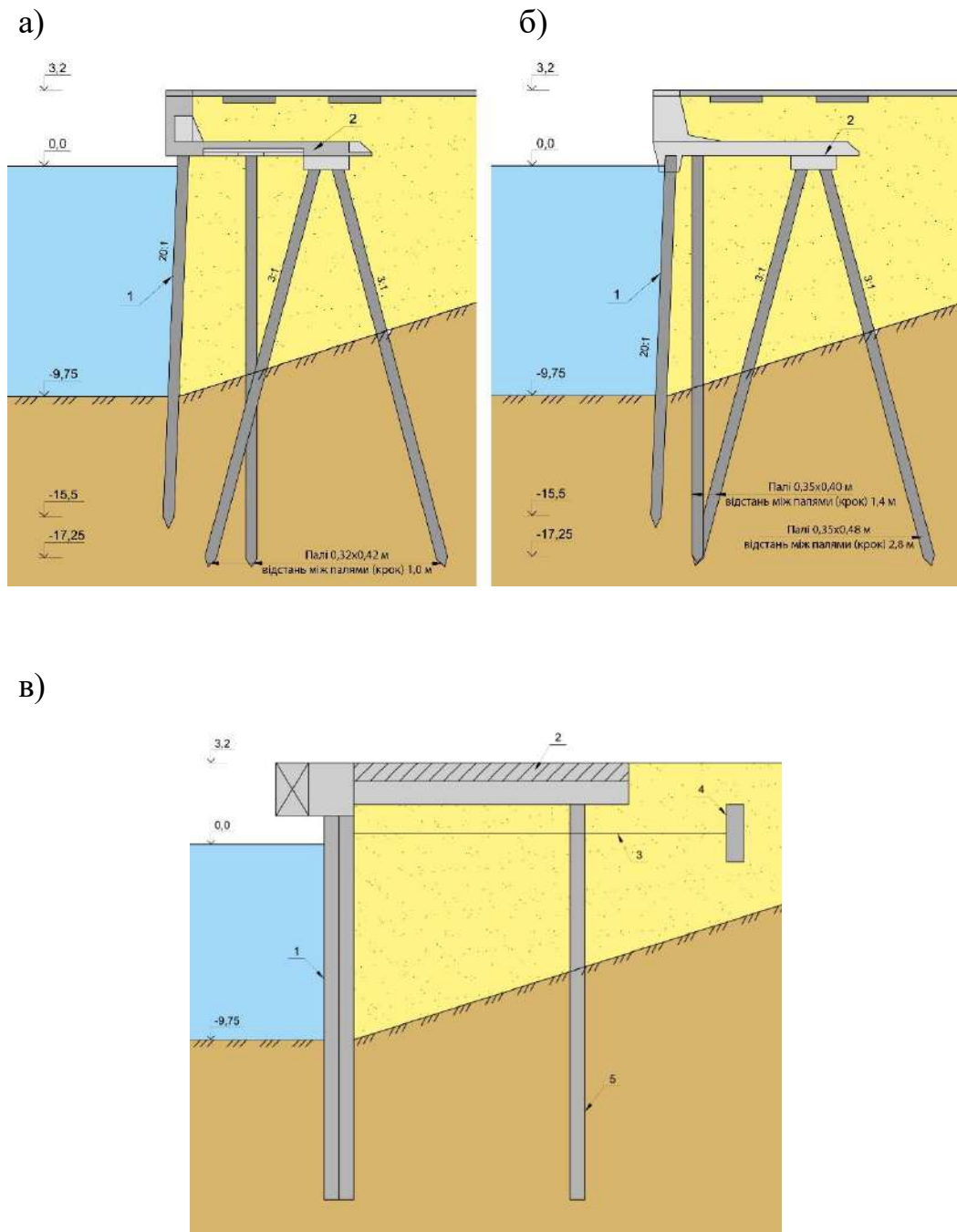


Рис. 1.2. Набережні-стілки на залізобетонних палях з переднім шпунтом
а, б - з козловою системою паль; в - з анкерним пристроєм.

- 1 – шпунтовий ряд;
- 2 – залізобетонний ростверк;
- 3 – анкерна тяга;
- 4 – анкерна плита;
- 5 – палі.



Рис. 1.3. Набережна-естакада на дерев'яних палях
с бетонною надбудовою.

Таблиця 1.1

Розподіл причальних споруд морських портів України по типах
конструкцій

Тип конструкції	Частка у загальному причальному фронті, %
Пальові естакади, включаючи облямівки	39,0
Большерки та інші тонкі стінки	51,0
Гравітаційні споруди, у тому числі:	7,5
Масивові мурування	6,0
Кутникові стінки	0,5
Оболонки великого діаметра	1,0
Інші	2,5

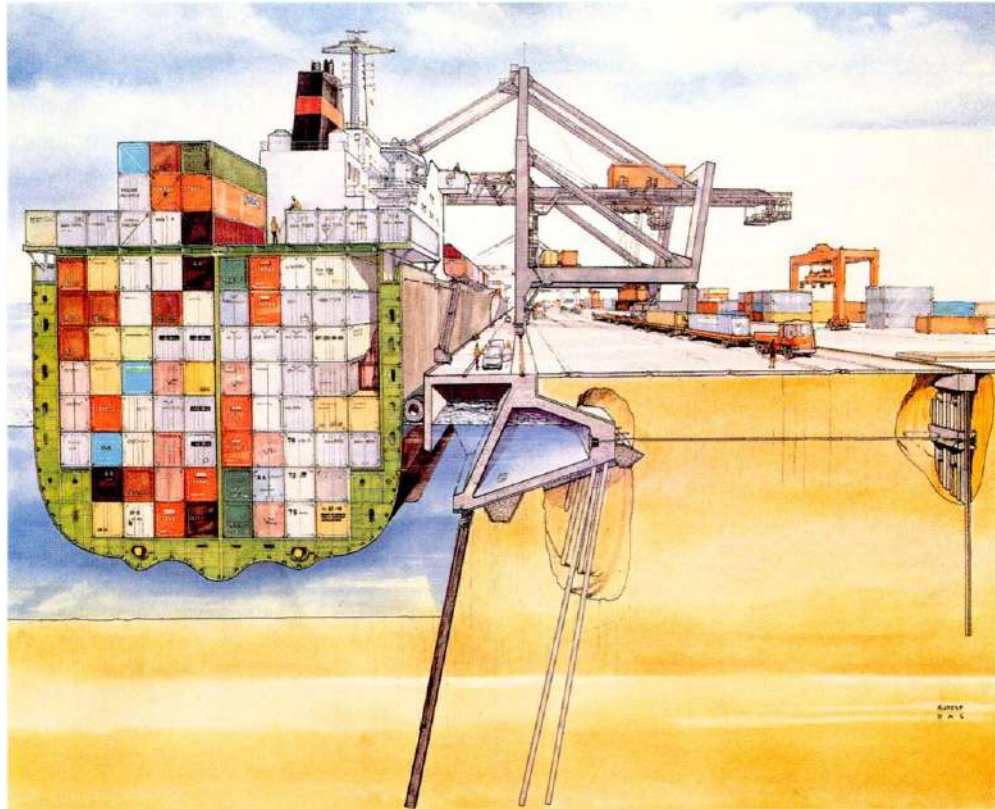


Рис. 1.4. Набережна естакада на залізобетонних палях з переднім шпунтом і анкерною опорою.

Естакадні конструкції зведені з попередньо напружених залізобетонних паль і на сталевих опорах. З них — 68% причали на призматичних палях, 14 % — на палях-оболонках діаметром 1,6 м і 18 % — на металевих трубах, причому сталеві опори почали застосовувати в останні двадцять років. Верхня будова виконувалася, в основному, плитного типу та ригельної системи.

Слід зазначити, що, якщо 50-60 роки минулого століття характеризувалися зведенням конструкцій естакадного типу, то наступні десятиліття відрізняє перехід до конструкцій типу «большерк», а в ряді випадків до змішаних конструкцій, що поєднують обидва типи.

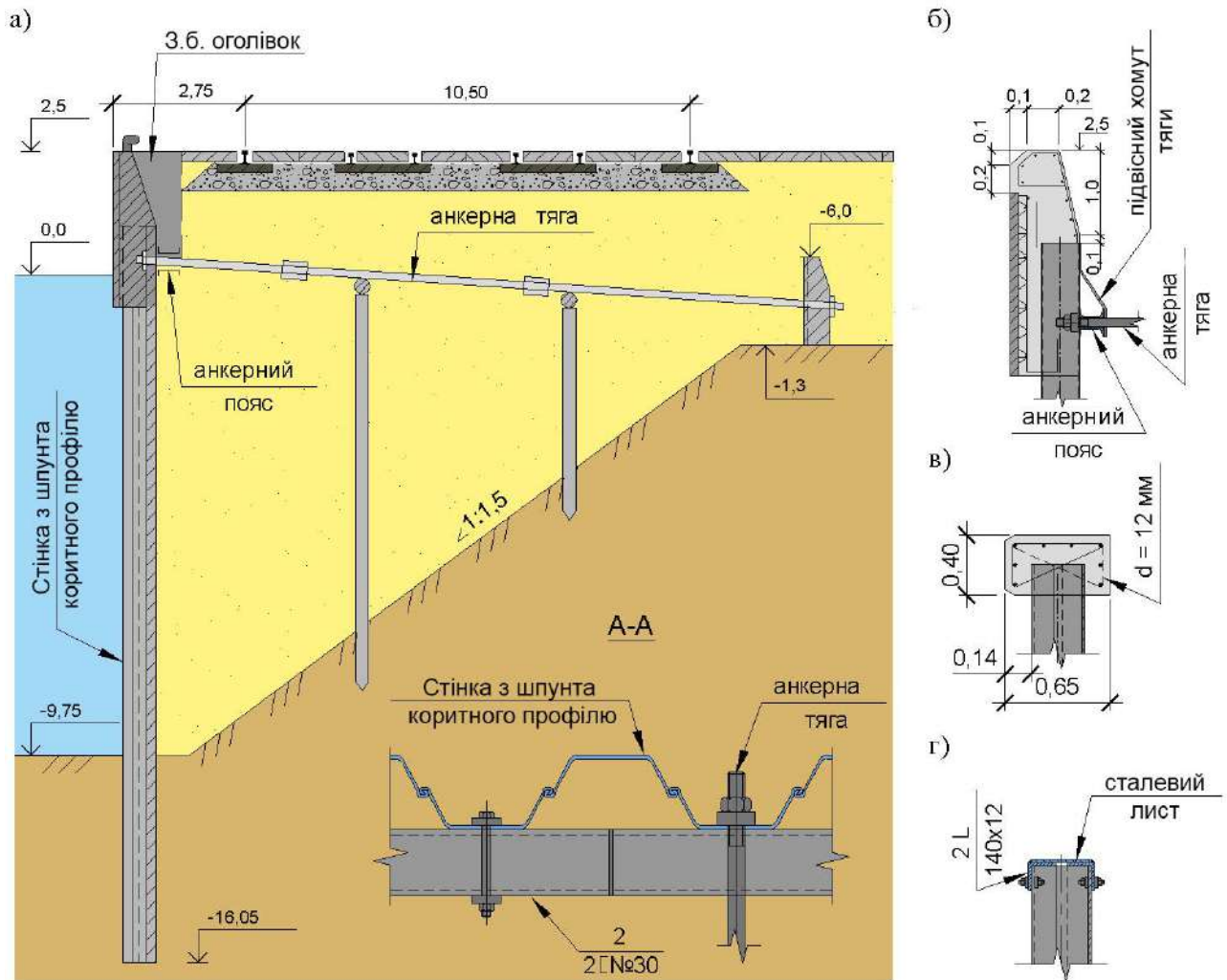


Рис. 1.5. Стінка з металевго шпунта з анкерною плитою

- а) – поперечний розріз;
- б) – збірно-монолітна залізобетонна надбудова;
- в) – варіант стінки із залізобетонним оголовком;
- г) - варіант стінки зі сталевим оголовком.

Заанкеровані більверки (споруди до 2001 р.) виконувалися, як правило, з металевго шпунта коритного профілю типу Ларсен 4 і/або Ларсен 5 вітчизняного виробництва.

Останнє десятиліття характеризується переходом при будівництві причалів типу «більверк» на високоміцний і економічний сталевий шпунт високої несучої здатності закордонного виробництва - в основному фірм „ArcelorMittal“ (Люксембург) і „Höesch“ (Німеччина). Це сприяло

застосуванню споруд типу «большерк» і при зведенні глибоководних причалів (глибина біля кордону причалу більше 13,0 м).

Важливою габаритною характеристикою є довжина причального фронту. Але, якщо глибина біля кордону є строго розрахунковою величиною, то довжина причалу, особливо в усталених портах, призначається, найчастіше, на підставі суб'єктивних оцінок. Проте, становить інтерес розподіл досліджуваної групи причалів по довжині (табл. 1.2).

Таблиця 1.2

Розподіл причального фронту по довжині в морських портах України

Довжина причалів, м	Частка в складі причального фронту, %
75 – 100	2,1
101 -125	2,4
126 – 150	10,6
151 – 175	13,4
176 – 200	31,0
201 – 225	18,5
226 – 250	11,5
251 – 300	7,2
більше 300	3,3

Аналіз габаритних розмірів причалів у певній мірі може дати кількісну характеристику морального спрацювання. Найбільш показовою щодо цього є глибина біля кордону, оскільки остання обумовлена компонентом водотранспортного процесу, який найбільш швидко оновлюється, - флотом.

Розвиток вантажних і пасажирських воднотранспортних перевезень і обумовлене цим створення нових типів глибоководних суден, осадка яких з вантажем перевищує 12,0-17,0 м, є основною причиною морального старіння причалів і, як наслідок, обумовлює необхідність зміни глибин причального фронту в українських морських портах.

Реорганізація структури управління флотом України (списання значної частини застарілого флоту, втрата лінійного судноплавства тощо) привела до змін суден-представників, що відвідують порти України.

Аналіз як структури флоту, який відвідує порти України, так і найближчих перспектив його розвитку, відображений у табл. 1.3.

Таблиця 1.3

Основні розміри суден, які відвідують порти України
(за прогнозом на 2020 – 2023 р.)

Тип флоту	Частка, %	Дедвейт, тис. т	Довжина, м	Осадка, м	Глибина причалу, м
Універсальні, багатоцільові судна	24,0	10-60	150-240	8,0-12,0	9,75-13,0
Контейнеровози	24,0	40-120	200-330	8,0-15,0	9,75-17,0
Ролкери	4,0	5-30	120-220	7,0-10,0	8,25-11,5
Балкери	24,0	30-180	200-330	10,0-18,0	12,0-21,0
Танкери	6,0	30-120	240-290	10,0-15,0	12,0-17,0
Газовози	6,0	10-80	180-255	8,0-12,5	9,75-15,0
Комбіновані	4,0	10-40	180-220	8,0-12,5	9,75-14,0
Пороми й пасажирські судна	6,0	5-25	125-200	5,0-9,0	7,5-11,5
Інші	2,0	>100	>300	>15,0	19,0

З табл. 1.3 випливає, що найбільш представницьку частку флоту за прогнозом на 2020 р. становлять судна, для приймання яких у портах України слід забезпечити глибини біля причалів в інтервалі від 13 до 17,0 м.

Враховуючи тенденцію в розвитку флоту, яка змінилася, (портфель замовлень світового флоту на 85% складається із суден з осадкою більше 10 м), експлуатація глибоководних причалів (з глибинами від 13 до 17 м) є сьогодні гострою потребою, про це, зокрема, свідчать реконструкція та/або будівництво в багатьох країнах глибоководного причального фронту.

Ілюстрацією до зроблених висновків може стати порівняння даних про наявність глибоководних причальних споруд у портах деяких країн світу із ситуацією в портах України (табл. 1.4).

Таблиця 1.4

Структура причального фронту по глибинах у портах
деяких країн світу

Глибина води біля причалу, м	Процентна кількість причалів у країнах						
	Японія	Китай	Франція	Голландія	США	Росія	Україна
5,0-9,0	30	30	40	29	38	30	26
9-12,2	35	34	31	31	50	57	65
12,2-15,2	14	18	14	21	5	8	6
15,2-18,3	14	10	8	11	5	5	3
більше 18,3	7	8	7	8	2	5	0

Розглядаючи інший критерій - технічну оснащеність причального фронту морських портів країни, слід зазначити, що за станом на 2017 р. значна частина перевантажувального обладнання може бути віднесена до низько продуктивного і морально застарілого (як правило, це циклічні

механізми). Дані, наведені в табл. 1.5, свідчать про те, що основне перевантажувальне обладнання становлять легкі крани. Установлення ж на причалах більш досконалого технологічного обладнання, як правило, вимагає пошуку резервів несучої здатності причального фронту та, у багатьох випадках, обумовлює необхідність проведення ремонтних або реконструктивних заходів для забезпечення останньої.

Одним з найважливіших показників технічного стану причальної споруди є строк її експлуатації. Результати аналізу даних для причальних споруд українських морських портів наведено в таблиці 1.6.

Таблиця 1.5

Склад перевантажувального обладнання в портах України

Тип перевантажувального обладнання	Частка, %
Легкі крани вантажопідйомністю до 100 кН типу “Ганц”, “Абус” та інші.	33
Середні крани прискорених технологічних процесів вантажопідйомністю від 100 до 350 кН типу “Альбатрос”, “Сокіл” та інші.	37
Важкі крани вантажопідйомністю більше 350 кН типу “Кондор” та інші.	10
Нові крани українського виробництва типу «Марк» (Азовмаш), «НКМЗ» (Новокраматорськ) та інші.	14
Спеціалізовані перевантажувачі	6

Таблиця 1.6

Строк експлуатації і ступінь часового спрацювання
причальних споруд морських портів України

Строк експлуатації, років	Ступінь часового спрацювання	Частка, %
більше 50	0,86 — 1,08	7,2
40 — 50	0,69 — 0,86	7,9
30 — 40	0,52 — 0,69	15,0
20 — 30	0,35 — 0,52	32,5
10 — 20	0,17 — 0,35	23,5
до 10	0 — 0,17	13,9

Таким чином, можна робити висновок, що причальний фронт України слід віднести до порівняно “молодих”, оскільки середній вік причальних споруд портів країни становить 33,7 року проти, наприклад, середнього віку причалів 46,4 року для портів СНД у цілому.

Основна кількість причалів українських морських портів характеризується тривалістю функціонування від 20 до 40 років. Більша частина причальних споруд до 2018 р. не вичерпала нормативний термін служби. Наведена в табл. 1.6 ступінь часового спрацювання розрахований щодо нормативного, а не фактичного терміну служби споруди. Фактичний же ступінь фізичного спрацювання, мабуть, може мати певні відмінності. Слід зазначити, що на сьогоднішній день відсутні нормативні документи, які регламентують кількісну оцінку фізичного спрацювання, у зв'язку з чим його визначення носить, у певній мірі, суб'єктивний характер.

1.2. Особливості технічної експлуатації споруд типу «большерк»

Сучасне трактування питань, пов'язаних з визначенням експлуатаційних параметрів і діагностикою технічного стану

воднотранспортних споруд типу «большерк», характеризується комплексним підходом, при якому розглядають напружено-здеформований стан у цілому системи «споруда – ґрунтове середовище – водне середовище». Значний внесок у такі дослідження внесли Б.Ф. Горюнов, В.Д. Костюков, В.Г. Яковенко, О.В. Школа, В.О. Гришин, М.Б. Пойзнер, М.П. Дубровський, М.М. Варгін, С.Ф. Клованич. Згадана постановка завдання, яке представляється найбільш обґрунтованим і доцільним, обумовлена накопиченими й узагальненими протягом останніх десятиліть експериментальними даними. Реалізація ж її стала можливою завдяки розробці нових ефективних методик розрахунків, а також розвитку і поширенню обчислювальної техніки і відповідного програмного забезпечення.

Історично розвиток методів дослідження розглянутих систем здійснювався по декількох напрямках, які принципово відрізняються, однак характерно, що в ряді перспективних розрахункових моделей вдається поєднати позитивні якості різних методів і наблизитися до тієї «золотої середини», коли при мінімумі умовностей вдається одержати прийнятні для інженерної практики результати.

Більшість відомих методів розрахунків взаємодії воднотранспортних, зокрема, портових гідротехнічних споруд, із ґрунтовим середовищем можна умовно підрозділити на дві великі групи: точні та наближені. При цьому під точними звичайно розуміють [1, 2] такі способи розрахунків, у яких використовуються рівняння механіки суцільного zdeформованого середовища. За допомогою останніх визначають напруги і деформації в будь-якій точці ґрунту, а напружено-здеформований стан конструкції або її елементів устанавлюють із розв'язку відповідної контактної задачі з урахуванням конкретних граничних умов. Відзначимо, що при такому підході визначаються не тільки силові (згинальний момент, перерізувальна сила, реактивний тиск), але і кінематичні (переміщення, кут повороту)

параметри впливів на споруду. Рішення задач у такій постановці [3, 4, 5, 6] вимагає великого обсягу складних обчислень і, як правило, застосування ЕОМ.

Якщо при взаємодії конструкції із ґрунтом одночасно не досліджують напружено-здеформований стан у всьому масиві основи і засипки або ж виключають із розгляду деформації та переміщення споруд, що суттєво залежать від деформаційних властивостей ґрунту, то такі способи розрахунків вважають наближеними.

Основними для напрямку, заснованому на застосуванні методів теорії пружності, стали роботи П.О. Міняєва, М.П. Пузиревського, К. Терцагі, М.М. Герсеванова. Вони обґрунтували принципову можливість описувати напружено-здеформований стан системи «споруда - ґрунтове середовище» за допомогою рішень теорії пружності. Розвитком цих ідей з'явилися роботи М.Н. Гольдштейна, М.І. Горбунова-Посадова, К.Є. Єгорова, Д.Є. Польшина, В.А. Флоріна, М.О. Цитовича і багатьох інших дослідників.

Рішення теорії пружності задовільно узгоджуються зі спостереженнями у випадку монотонного навантаження однорідної основи умовно обмеженої товщини. Розбіжності збільшуються при зростанні інтенсивності напруг і появленні в ґрунтовому масиві локальних зон граничної рівноваги. Як показав В.А. Флорін [7], допустимість застосування рішень теорії пружності для розрахунків основ визначається співвідношенням розмірів областей граничної рівноваги і ширини споруди.

У цей час для розрахунків систем “споруда - ґрунтове середовище” використовуються чисельні методи із застосуванням ЕОМ, що дозволяють враховувати різні види ґрунтів, характер навантаження та інші фактори.

У комбінації з методом кінцевих різниць розроблений ітераційний спосіб розрахунків основ споруд (роботи Є.Ф. Винокурова, Г.М. Сівіцької, Л.Г. Шулика, М.С. Грищук, В.П. Воробйова, І.М. Набокова та ін.).

Останнім часом у чисельних розрахунках перевага віддається методу кінцевих елементів (МКЕ), надзвичайна ефективність якого визначила широке його застосування для різноманітних розрахунків конструкцій, споруд і ґрунтових середовищ (роботи Л.О. Розіна, О.К. Бугрова, О.Л. Гольдіна, С.Б. Ухова, В.В. Семенова, В.О. Гришина, С.Ф. Клованича та ін.).

Модель лінійно здеформованого середовища ґрунтується на апараті класичної теорії пружності. Оскільки ґрунти не є пружними тілами, область застосування моделі до ґрунтів обмежується активним процесом деформування (первинним навантаженням).

О.К. Фреліх [8] при рішенні задачі про дію сили на поверхні півплощини використовує модель, що дозволяє одержувати близький до реального розподіл напруг. Г.К. Клейн [9], а в більш загальному вигляді Г.Н. Белік і В.Л. Рвачев показали, що рішення Фреліха відповідає рішенню теорії пружності для неоднорідної півплощини, модуль деформації якої змінюється з глибиною за степеневим законом.

Точну постановку задачі одним з перших здійснив П.П. Аргунов [1], який звів задачу про визначення напруг на вертикальній і гладкій задній грані твердої підпірної стінки при горизонтальній поверхні засипки до задачі теорії пружності з накладенням рішень для двох півплощин. До способу П.П. Аргунова тісно примикає метод зображень Каротерса, також заснований на застосуванні теорії пружності та справедливої для нерухомої вертикальної гладкої стінки.

Моделі основ у вигляді лінійно деформованого неоднорідного середовища створювалися з метою досягнення відповідності між розрахунковими і фактичними деформаціями основ шляхом призначення характеристик середовища у вигляді певних, наперед заданих функцій координат. Уперше модель основи у вигляді неоднорідного по глибині півпростору, імовірно, запропонував Г.К. Клейн [9].

Б.Н. Баршевський [3], ґрунтуючись на моделі середовища, близької до моделі Г.К. Клейна, розробив методи визначення контактних напруг по підшві фундаменту, розрахунку осадок, горизонтальних зсувів і кренів споруд.

С.Г. Ляхницький [10] розглянув узагальнену задачу про напружений стан півплощини, модуль деформації якої є безперервна функція координат.

Логічним узагальненням попереднього класу моделей можна вважати моделі статистично неоднорідного середовища. Ще в 1935 р. С.Г. Міхлін сформулював основні рівняння статистично неоднорідного середовища, параметри якого є випадковими функціями координат.

Останнім часом зроблений ряд спроб застосувати для аналізу досліджуваних систем апарат нелінійної теорії пружності. При цьому, імовірно, тільки для моделі середовища зі степеневою залежністю між напругами і деформаціями, удалося одержати точне рішення плоскої задачі в замкненій формі.

Точне рішення задачі про дію зосередженої сили на півплощину, заповнену нестисливим матеріалом зі степеневим зміцненням, вперше отримане В.В. Соколовським [11]. Рішення задачі проводилося в напругах, а вирази для переміщень не отримані. Цей пропуск заповнений дослідженнями Н.Х. Арутюняна, який одержав вираз для переміщень і напруг у замкненій формі. Він же розглянув ряд важливих для практики задач: про тиск на основу твердого штампа, навантаженого зосередженою силою або моментом, про вдавнення твердого клина тощо.

М.В. Малишевим [12] розглянута задача про дію зосередженої сили на нелінійно здеформовану півплощину при степеневих законах формозміни і зміни об'єму.

Ю.К. Зарецький [13] розглянув плоску контактну задачу для неоднорідного фізично нелінійного середовища.

Велике поширення при рішенні пружно-пластичних задач одержала білінійна залежність між напругами і деформаціями. Вона добре апроксимує криволінійні залежності, характерні для твердих матеріалів. Нелінійні фізичні залежності застосував Г. Каудерер [14]. Рішення в замкненому середовищі отримані автором тільки для найпростіших випадків: одномірні задачі, чистий зсув, гідростатичний напружений стан.

До істотних особливостей деформування ґрунтів слід віднести вплив середньої напруги на величину деформацій зсуву. Усі розглянуті лінійні й нелінійні моделі не відображають у явній формі цю особливість ґрунтового середовища. Тому моделі, що враховують вплив внутрішнього тертя на процес деформування середовища, становлять особливий інтерес для розрахунків основ і ґрунтових засипок споруд.

Модель А.І. Боткіна [4] була, імовірно, першою моделлю, у якій ґрунт розглядався як середовище з істотним внутрішнім тертям, яке проявляється в дограничній стадії деформування. Закон зміни об'єму прийнятий А.І. Боткіним у вигляді лінійної залежності між кульовими тензорами, а закон формозміни враховує вплив середньої напруги.

Модель Боткіна, що добре відображає фізичну сутність процесу деформування ґрунтів, привернула увагу багатьох дослідників, з якими за допомогою методу скінченних різниць отримані рішення ряду важливих задач (Е.Ф. Вінокуров, 1968, В.Н. Широков, В.І. Соломін, М.В. Малишев, Ю.К. Зарецький, 1970 тощо).

Усе сказане про дрібно-лінійну функцію повністю відноситься і до можливості використання в розрахунках степеневі залежності, розглянутої, наприклад, у роботі В.В. Ковтуна [15].

Відзначені роботи намітили принципово новий підхід до розрахунків основ, що дає можливість уточнити їх роботу за рахунок уведення більш точних, хоча і більш складних фізичних залежностей.

Найбільш суттєво просунувся у розв'язанні цієї проблеми Ф.М. Шихієв [16, 17], який розробив теоретичний метод визначення тиску ґрунту на підпiрні стiнки з урахуванням їх деформацій і за умови, що в піщаній за- сипці є області, що перебувають у дограничному і граничному напруженому станах. Він прийняв нову вихідну форму залежності між напругами і дефор- маціями у дограничному стані ґрунту

$$\tau = \left(v_{B_1 B_2} / v_{kp} \right) \cdot \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (1.1)$$

яка враховує вплив середньої напруги, у результаті чого коефіцієнт бічного тиску

$$\lambda_a = \left\{ 1 - [\sin \varphi (1 + \sin \varphi)] \cdot \left(v_{B_1 B_2} / v_{kp} \right) \right\} / \left\{ 1 + [\sin \varphi (1 - \sin \varphi)] \cdot \left(v_{B_1 B_2} / v_{kp} \right) \right\} \quad (1.2)$$

визначається з урахуванням величини переміщень, а в граничному стані - по звичайному відношенню. У наведених виразах $v_{B_1 B_2}$ - кут зсуву між потенційно можливими площадками ковзання s_1 і s_2 , що перетинаються під кутом $2\alpha = \pi / 2 - \varphi$, а v_{kp} - критичний кут перекошування, при якому в зразку виникає граничний напружений стан, обумовлений експериментально за допомогою спеціально сконструйованого приладу.

Крім зсувної, Ф.М. Шихієвим врахована і об'ємна деформованість ґрунту, виходячи із принципів гідроємності або еквівалентної моделі. Характеристикою ґрунту, що відображає це урахування, є коефіцієнт стисливості.

На розвиток теорії Ф.М. Шихієва і для урахування так званого «історичного фактора» В.Т. Бугайовим [5] отримане наближене рішення задачі про розподіл бічного тиску ґрунту по висоті твердої підпiрної стiнки, заснований на понятті про ефективні зсуви споруди. Під останнім

розуміється частина повних зсувів, які виникають у процесі засипання пазухи під дією шару ґрунту, розташованого вище розглянутого контактного перерізу.

Останнім часом стали інтенсивно впроваджуватися в практику розрахунків підпірних споруд чисельні методи із застосуванням ЕОМ. Це, у свою чергу, сприяє значному просуванню рішення проблеми опису взаємодії ґрунту і конструкції, яка його огорожує.

У змішаній постановці розроблений розрахунковий алгоритм і складена програма А.К. Бугровим [18] для визначення епюри бічного тиску ґрунту на тверді підпірні стінки шляхом завдання величини і характеру їх переміщень як в сторону поворотної засипки, так і від неї. При зсувах стін від ґрунту отримано зменшення тиску від побутового до активного за Кулоном, а для проміжних станів характерні епюри зі слабкою криволінійністю. При зсуві стін на ґрунт необхідні для появи граничного стану зсуви виявилися в 4 - 5 раз більшими, ніж у випадку руху від ґрунту. Ці результати відповідають експериментальним даним і теоретичним уявленням, згідно з якими для формування призми осідання потрібні значно менші зсуви стіни, чим для формування призми випору. При повороті стін на ґрунт щодо низу отримані параболічні епюри, а при поступальному зсуві отримані слабо увігнуті в сторону засипки епюри тисків.

Фундаментальна властивість дисперсних середовищ змінювати об'єм при зсуві експериментально виявлена О. Рейнольдсом ще в 1885 р.

З тих пір робились спроби окремих дослідників відобразити цю властивість у математичних моделях ґрунтів. Реальна можливість урахувати дилатансію в інженерних розрахунках з'явилася тільки з появою сучасних ЕОМ і лабораторного обладнання, за допомогою якого можна визначити необхідні експериментальні параметри.

Під дилатансійними співвідношеннями звичайно розуміють залежність між напругами і взаємопов'язаними між собою деформаціями зсуву та об'єму.

Першими дилатансійними співвідношеннями деформаційного типу, імовірно, можна вважати запропоновані Т.М. Ломізе і його учнями нелінійні фізичні залежності, що описують закономірності зміни об'єму. У них об'ємні деформації пропонувалося шукати експериментально у вигляді функції середньої напруги σ_0 , інтенсивності напруги, σ_1 і параметра Лоде μ_σ : $\varepsilon_0 = \varepsilon_0(\sigma_0, \sigma_1, \mu_\sigma)$. Задача експериментального визначення виду цієї функції та параметрів, що входять в неї, виявилася досить складною і важко виконуваною.

Цікаву і перспективну пружно-пластичну дилатансійну модель сипучого ґрунтового середовища, що описує його граничне і дограничне деформування, розробив В.В. Ковтун [15]. У ній збільшення деформацій $\{d\varepsilon\}$ складаються із пружних $\{d\varepsilon^e\}$ і пластичних $\{d\varepsilon^p\}$ частин (за останні прийняті деформації взаємного проковзування часточок середовища), а умова граничного стану середовища прийнята у формі Кулона-Мора. Визначальні фізичні рівняння середовища прийняті у вигляді встановлюваних експериментально залежностей між відношенням напруг і відношенням збільшень деформацій по площадках максимального відхилення

$$\tau_p / \sigma_p = \mu \left(-d\varepsilon_p^s / dv_p^s \right) \quad (1.3)$$

або по головних напругах

$$\sigma_1 / \sigma_3 = x \left(-d\varepsilon_3^s / dv_1^s \right) \quad (1.4)$$

Вступ у визначальні рівняння відношення напруг відображають вплив внутрішнього тертя (у граничному випадку воно виражає закон Амонта-Кулона), а урахування відношення деформацій урахує вплив дилатансії. У дограничному стані середовище в цій моделі приймається пластично зміцненим, причому умова пластичності для конкретного ґрунту встановлюється експериментально за результатами спеціальних еталонних випробувань і представляє собою функцію відношень напруг, середньої напруги і двох параметрів зміцнення (або вважаються збільшення об'ємних і зсувних деформацій проковзування). У граничному стані функції навантаження, які виражають умови пластичності, переходять в умову граничного стану Кулона-Мора і у середовищі настає пластичне течення (без міцнення).

Цікаві результати при реалізації нелінійної постановки задачі взаємодії інженерних споруд із ґрунтовим середовищем одержали В.О. Гришин [30] і С.Ф. Клованич [31].

Поряд з класичними методами розрахунків підпірних стін, що включають дослідження напружено-здеформованого стану у всьому масиві ґрунту основи і засипки, у теорії взаємодії споруди із ґрунтом широке застосування знаходять контактні моделі. Використання контактних моделей приводить до більш простих розрахункових схем, різкого скорочення часу підрахування на ЕОМ при цілком задовільному збігу результатів випробувань з розрахунками, а в деяких випадках є єдиною можливим способом розв'язання конкретної задачі.

Експериментальну базу для побудови контактних моделей становлять результати досліджень взаємодії балок, плит і паль з ґрунтом. У такій моделі основи вихідна інформація знаходиться в залежності між реактивним (контактним) тиском, який передається по бічній поверхні балки (плити) на основу, і переміщенням у точці контакту з цією поверхнею. Параметром

пропорційності в контактній моделі основи служить коефіцієнт опору основи, який в залежності від виду напруженого стану розрізняють для стиску або зсуву.

Найбільшу популярність одержала контактна модель основи, у якій приймається пряма пропорційність між вертикальним тиском і осадкою. Гіпотеза прямої пропорційності, запропонована Н.І. Фуссом і Є. Вінклером, була згодом застосована Х. Циммерманом для розрахунків залізничних шпал.

Методам рішення задач і питанням практичного використання контактної моделі основи для горизонтально навантажених фундаментів присвячені роботи В.А. Кисельова [19], В.Г. Коренева [20], А.Я. Крилова [21] і багатьох інших. Ускладненням однопараметрової моделі Вінклера є двопараметрові моделі М.М. Філоненко-Бородича [22].

В.А. Барвашов і В.Г. Федоровський [2] запропонували трипараметрову модель, у якій модель Філоненко-Бородича з двома коефіцієнтами опору основи покривається шаром Вінклеровських пружин. Ця модель має розподільну здатність з монотонним меншанням осадок відповідно до віддалення від місця прикладення навантаження, задовольняє тенденцію навантаження до деякої скінченної величини (осадці в одномірній задачі) при безмежному розширенні площі прикладення рівномірного одиничного навантаження і, нарешті, приводить до розриву осадки в місцях розривів навантаження.

Наведені вище контактні моделі основи використовуються в розрахунках горизонтальних фундаментів при дії вертикальних навантажень. При описанні взаємодії з ґрунтом вертикальних елементів (плит, балок), навантажених горизонтальним навантаженням, навіть у випадку однорідного ґрунту необхідно враховувати зміну його опірності по глибині. Це врахування здійснюється залежністю коефіцієнта опору основи від глибини, причому найчастіше за лінійним законом [23].

Контактна модель основи, як відзначає Н.О. Цитович, дає найбільше близькі до дійсності дані при розрахунках конструкцій, які опираються на сильно стискувані основи при невеликій потужності стискуваної товщі. На думку В.А. Флоріна [7], спосіб опору основи тим краще відповідає дійсності, чим більше властивості ґрунтів основи наближаються до властивостей води, тобто чим менше опір ґрунтів зсуву, тим більше області граничного стану. Таким чином, умови для обґрунтованого застосування способу коефіцієнта опору основи якраз протилежні в порівнянні з умовами застосовності до ґрунтів рішень теорії пружності.

Зупиняючись на методах теорії граничної рівноваги ґрунтового середовища слід зазначити, що для визначення тиску ґрунту на підпірну стінку причальної споруди, починаючи з часів Кулона і до цього часу, використовується теорія, яка дозволяє встановити лише нижню і верхню межі тиску ґрунту без урахування його деформацій і переміщень споруди. Створена більш 200 років тому теорія Кулона, розвинута багатьма іншими дослідниками, продовжує використовуватися на практиці, незважаючи на свої недоліки і навіть появу більш точної в математичному відношенні теорії граничного напруженого стану.

Основний недолік теорії Кулона полягає в тому, що обчислений по ній тиск ґрунту в ряді випадків не відповідає експериментальним даним через наближеність прийнятих у ній передумов. При цьому значення тисків, отримані по теорії Кулона, відхиляються від даних більш точної теорії граничної рівноваги для активного тиску в сторону його заниження, а для пасивного – в сторону завищення, що особливо небезпечно при забезпеченні стійкості споруд. Збіг значень активного і пасивного тисків ґрунту за обома теоріями отримується лише для вертикальної гладкої твердої стінки з горизонтальною вільною поверхнею ґрунту засипки або основи. Найбільш значні розбіжності спостерігаються при похилих шорсткуватих поверхнях

стінок (для активного тиску в деяких випадках вони досягають 25 - 30%, а для пасивного ще більше).

Враховуючи, що в практиці портового гідротехнічного будівництва найбільше широко поширені набережні з вертикальними передніми й тилловими гранями (тонкостінні споруди, стінки із кладки масивів або масивів-гігантів, набережні з паль оболонок і тонкостінних елементів кутникового профілю тощо) і горизонтальними поверхнями дна і ґрунту засипки, у ряді розрахункових методів таких споруд більш проста теорія Кулона для визначення активного і пасивного тисків ґрунту. Підхід Ш. Кулона, заснований на розгляді граничної рівноваги “затверділої” частини масиву, одержав розвиток у роботах Ж. Понселе, К. Кульмана, У. Ренкіна, Г. Крейя, М.М. Герсєванова, В. Феленіуса, І.П. Прокоф'єва, Г.К. Клейна, П.Д. Євдокимова, Г.А. Дуброва, П.І. Яковлєва. Ними створені прості інженерні методи розв'язку задач по оцінці загальної стійкості, визначення активного й пасивного тисків ґрунту на підпірні стіни.

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

Г.К. Клейн пропонує широко використовувати в інженерній практиці результати, що даються теорією граничного напруженого стану, а методи Кулона використовувалися тільки в тих випадках, коли ця теорія не дає простих розв'язків.

Уважається, що початок теорії граничного напруженого стану було покладено роботою Генкіна, опублікованою в 1957 р., у якій вперше було введено поняття про площадки ковзання. Він першим після Кулона від-

мовився від використання екстремального принципу і від пропозиції про твердий клин сповзання, уздовж плоских граней якого наступає граничний стан.

На початку ХХ століття теорія граничного напруженого стану одержала подальший розвиток у роботах Ф. Кеттера. Спроби побудови зручних інженерних методів розрахунків на основі безпосереднього використання цих диференціальних рівнянь вживають і дотепер. 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 завершено в статтях В.В. Соколовського, опублікованих наприкінці тридцятих років (і в наступні три десятиліття), у його відомій монографії, що вийшла багатьма виданнями [11,24], а також у працях С.С. Голушкевича [25].

Своїми фундаментальними дослідженнями В.В. Соколовський і С.С. Голушкевич внесли великий вклад у механіку сипкого середовища.

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

У цей час найбільш перспективними при проектуванні досліджуваних конструкцій портових причальних споруд вважаються методи, що враховують переміщення та деформації споруд.

Одним з перших пропозицію про взаємне врахування зсувів підпірної стінки і тиску ґрунту на неї зробив Н.Н. Давиденков [26] ще в 1927 р.

Пізніше М.П. Пузиревський [27] вивів залежність для визначення бічного тиску ґрунту, що перебуває в стані пружної рівноваги, на вертикальну підпірну стінку при горизонтальній поверхні засипки, яке має вигляд:

$$E = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 / (1 + 0.5 \cdot \pi \cdot \sin \varphi) \quad (1.5)$$

де H - висота стінки,

однак не вказав, при яких зсувах застосовна ця формула.

Емпіричним шляхом І. В. Яропольський [28] одержав залежність

$$E = 0.1077 \cdot \gamma \cdot H^2 / (u + 0.000001)^{0.111} \quad (1.6)$$

де u - зсув стінки в мм, з умови, що коефіцієнт бічного тиску на нерухому стінку дорівнює одиниці (очевидно, це припущення суперечить фізиці розглянутого явища).

Для врахування зміни відпорної особливості ґрунту по мірі збільшення горизонтальних зсувів підпірної стінки В.А. Флориним [7] запропонований наближений спосіб, який базується на припущенні, що ущільнення ґрунту відбувається в межах деякої вертикальної смуги, що прилягає до контактної грані стінки і обмежена поверхнею ґрунту і площиною випинання. Така модель і засновані на ній розрахункові залежності дозволяють лише ілюструвати порядок зсувів (або тисків), але через цілий ряд грубих припущень мало придатні для використання в інженерній практиці.

Є. Дембицький і А. Тейхман [23] розглядають так званий «збуджений» тиск, що виникає в початковій стадії деформації ґрунту при переміщенні на нього стінки, який пропонується визначати по залежності

$$E' = E_0 + \omega_1 \cdot (E_p - E_0) \quad (1.7)$$

де E_o й E_p - тиск спокою і пасивний (граничний) тиск відповідно.

Коефіцієнт w_l є функцією переміщення споруди, тобто $w_l = f(\bar{u})$, тут $\bar{u} = u/u_r$, а u і u_r - переміщення при «збудженому» і пасивному тиску.

Відомі також і інші численні методи, що дозволяють тією чи іншою мірою врахувати деформований стан споруди при оцінці її силової взаємодії з ґрунтовим середовищем. Їх зручно згрупувати на основі тієї розрахункової моделі ґрунту, яка реалізується при визначенні його впливу (активного або реактивного) на споруду. Ускладнений варіант теорії Кулона по визначенню тиску ґрунту на стінку залежно від виду її переміщення запропонував Г.А. Дуброва. При розрахунках цим методом загальний тиск ґрунту на стінку вважається рівним тиску по Кулону і не змінюється при зсувах напірної грані споруди, а епюру тиску на цю грань можна одержати, виходячи з лінійного закону зміни кутів нахилу площин ковзання для різних рівнів, у межах від $45^\circ + \varphi/2$ до $45^\circ - \varphi/2$. І. Оде одним з перших установив у дослідях залежність між характером деформації стінок і видом епюри тиску ґрунту. Він же запропонував визначати цей тиск шляхом додавання епюр, отриманих при елементарних переміщеннях.

П.І. Яковлев [29] запропонував для врахування дограничних зсувів стінки підставляти в розрахункові формули розробленої ним технічної теорії граничного напруженого стану проміжні значення кутів мобілізованого внутрішнього тертя і тертя ґрунту по стінці, відповідні зсуву стінки. У результаті вдається, задаючись зростаючими значеннями зсувів споруди і прямо пропорційними їм значеннями зазначених кутів, простежити трансформацію дограничних призм у граничні.

Викладені вище підходи і їх аналіз свідчать про те, що їх загальним недоліком є ігнорування одночасного виникнення в ґрунтовому середовищі (взаємодіючому з контактною гранню стінки) як зони граничного, так і дограничного напруженого стану.

Для усунення відзначеного недоліку розроблений кінематичний метод М.П. Дубровського [32, 33], заснований на змішаній (розглядається взаємодія зон граничного і дограничного напруженого стану ґрунту) постановці задачі визначення бічного тиску ґрунту на споруду, у тому числі на підпірні стінки водотранспортних споруд, виконаних у вигляді б'юверків.

Віддаючи перевагу змішаній постановці задачі розрахунку взаємодії досліджуваних споруд із ґрунтовим середовищем, яка відображає наявність і трансформацію областей граничного і дограничного напруженого станів останнього, представляється, що методи рішення такої задачі повинні бути адаптовані до повсякденної практики проектування і технічної експлуатації та базуватися на розрахункових параметрах (характеристиках), обумовлених достовірними, надійними і добре випробуваними в лабораторних або натурних умовах методами. З цього погляду перспективним напрямком удосконалювання методів дослідження розглянутих споруд є урахування кінематичних факторів, що виявляють істотний вплив на величини і характер розподілу навантажень від бічного тиску ґрунту, які передаються на споруду.

Подальший розвиток кінематичні методи розрахунків взаємодії портових гідротехнічних споруд з ґрунтовим середовищем, розроблені проф. М.П.Дубровським, одержали в дослідженнях к.т.н. Ж. Ассафа (обчислювальні алгоритми, чисельне моделювання розглянутих систем [34]) і к.т.н. Н.Н. Хонелія (особливості технічної експлуатації портових споруд, урахування зв'язності та неоднорідності ґрунтового середовища, взаємодіючого з підпірними стінками причальних конструкцій [35]).

1.3. Специфіка визначення експлуатаційних параметрів шпунтових стінок з палі коритного профілю

Для забезпечення оптимальних параметрів технічної експлуатації водотранспортних гідротехнічних споруд типу «больверк», а також економічних методів їх реконструкції та ремонту, необхідно максимально точно враховувати жорсткісні характеристики основних несучих конструктивних елементів споруд. Це міркування має істотне значення при використанні в складі водотранспортних споруд гнучких шпунтових стінок коритного профілю (переріз типу Ларсен), зокрема, при визначенні їх моменту інерції та моменту опору [36-38].

У цей час причальні споруди типу «больверк» зі шпунтових палі коритного профілю зводять і експлуатують із застосуванням одиночних або подвійних (рідше - потрійних) шпунтових палі. Палі, як правило, вальцюють цілком (стінки і полиці із замковими з'єднаннями) на спеціальних вальцівних станах; набагато рідше використовують зварювання для зв'язку основних відвальцьованих несучих елементів із замками (однак, застосовують такий підхід для шпунтових палі зетового або іншого профілю, що відрізняється від коритного).

Характерний профіль одиночної шпунтової палі коритного профілю після вальцювання показаний на рис. 1.6.



Рис. 1.6. Гарячевальцьовані сталеві одиночні шпунтові палі коритного профілю (на прикладі виробництва ArcelorMittal)

Використання сталевих шпунтових палей коритного профілю при будівництві причалу типу «большерк» проілюстроване на рис. 1.7.

З'єднання одиночних шпунтових палей у подвійні дозволяє прискорити процес заглиблення палей при будівництві, реконструкції або ремонті причальних споруд. Це збільшує твердість елементів, які заглиблюють, що особливо ефективно при великій довжині шпунтових палей.

З'єднання палей у подвійні (або потрійні) пакети може бути виконане як безпосередньо при виконанні будівельних або ремонтних робіт на об'єкті шляхом зварювання замкових з'єднань після встановлення палей на спеціальному стенді «замок у замок», так і в заводських умовах. Останнє вважають більш кращим, оскільки забезпечує можливість застосування більш щадного до матеріалу палей та її покриття методу обтиснення замків (а не зварювання). Характерний профіль подвійної шпунтової палей після обтиснення замкових з'єднань у заводських умовах показаний на рис. 1.8.



Рис. 1.7. Застосування шпунтових палей коритного профілю типу PU 32 при зведенні причалів №19 і 20 ТОВ «Трансінвестсервіс» компанією ТОВ «Мьобіус Констракшн Юкрейн» в 2008 р. (порт Южний)



Рис. 1.8. Подвійна сталева шпунтова паля після обтиснення в замках двох
 одиночних палей коритного профілю
 (на прикладі виробництва ArcelorMittal)

Основна особливість шпунтових стінок коритного профілю полягає в тому, що їх замкові з'єднання розташовані в зоні нейтральної осі стінки. Таким чином, зусилля і деформації в замках таких шпунтових палей відіграють важливу роль у поведінці палі та у формуванні реальних значень геометричних параметрів перерізу стінки.

При повній передачі зусиль від палі до палі через замки стінка зі шпунтових палей працює як суцільна конструкція (геометричні параметри перерізу можуть прийматися по їх каталожних значеннях, які надаються виробниками).

При повному проковзуванні палей у замках (нульове тертя) кожна шпунтина працює як одиночна паля, при цьому момент інерції та момент опору шпунтової стінки мінімальні.

У дійсності сили тертя в замках мають деяке проміжне (між нульовим і повним тертям) значення. Це визначає і деякі проміжні значення (між мінімальним для роботи одиночних палей і максимальним для суцільної

стінки) розглянутих геометричних параметрів, на величину яких впливають такі основні фактори як властивості ґрунтів, у які заглиблюють палі, метод і технологія заглиблення.

Як показують розрахунки і натурні експерименти (див. розділи 2 і 3 цього дослідження), відмінності в теоретичних і тих, які реалізуються в практиці експлуатації портових причальних споруд типу «большерк», значеннях моменту інерції та моменту опору шпунтових стінок з паль коритного профілю можуть відрізнятись в кілька разів. Це приводить до недооцінки деформацій і переміщень (прогинів) шпунтових паль, а також до переоцінки їх несучої здатності.

Зазначені обставини не можуть не вплинути негативно на результати технічної експлуатації воднотранспортних споруд і їх комплексів (портів, гідровузлів тощо).

Використання пакетів з подвійних шпунтових паль знижує згаданий негативний ефект, оскільки дві шпунтові палі в пакеті жорстко зв'язані між собою тим або іншим способом (зварювання або обтиснення), однак не ліквідує його: пакети з подвійних паль також з'єднують при заглибленні «замок у замок» з усіма перерахованими вище наслідками, що зменшують жорсткісні та міцнісні характеристики шпунтової стінки.

Механічні властивості ґрунтів впливають на сили тертя в замкових з'єднаннях шпунтових паль і передачу поздовжніх зусиль від палі до палі.

Одним з найбільш прийнятних методів вивчення взаємодії замкових з'єднань шпунтових паль із ґрунтовим середовищем при улаштуванні та експлуатації шпунтових стінок є метод вдавнення паль, що дозволяє ступенево варіювати прикладену зовнішню силу в заданих інтервалах, швидкість і напрямок прикладення навантаження, а також уникнути негативних динамічних ефектів, що супроводжують процеси забивання паль.

У зв'язку з викладеним, були проведені комплексні дослідження, що включають як повномасштабні натурні досліди, так і лабораторні експерименти з реальними замковими з'єднаннями шпунтових паль у різноманітних ґрунтових умовах (розділ 2 цієї дисертації).

Аналіз взаємодії з'єднаних у замках шпунтових паль коритного профілю був виконаний і у відомих теоретичних дослідженнях [67] (у наведених нижче формулах і на рисунках збережені позначення оригіналу). Так, на рис. 1.9 показаний розподіл напруг, який викликаний дією згинального моменту і може виникати в поперечному перерізі шпунтової стінки з паль коритного профілю, з'єднаних у замках, розташованих на рівні центру ваги перерізу.

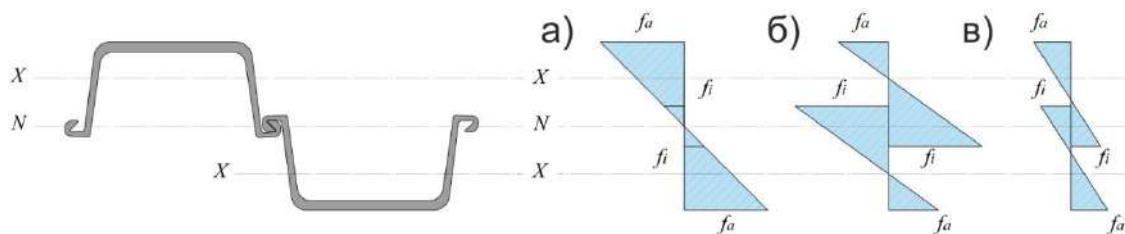


Рис. 1.9. Можливий розподіл напруг у шпунтових палях коритного профілю

На рис. 1.9, а представлений випадок повної передачі зсувальних зусиль від палі до палі через замкове з'єднання, наприклад, при зварюванні останніх. На рис. 1.9,б показана ситуація, характерна відсутністю передачі зсувальних зусиль від палі до палі через замкове з'єднання (кожна шпунтина працює ізольовано і незалежно від сусідніх). Випадок, відображений на рис. 1.9,в, є проміжним, коли відбувається тільки часткова передача зсувальних зусиль від палі до палі за рахунок розвитку сил тертя в замковому з'єднанні (суміжні палі не зварені одна з однією).

Відзначається, що, як показав Ломейер [67], розподіл напруги вигину буде змінюватися залежно від ступеня передачі зсувальних зусиль від палі до палі через замкове з'єднання. Розглядаючи одиночну палю, він припустив, що умови її роботи відповідають прикладенню двох зосереджених навантажень: T' (зсувальна сила від суміжної палі) і M' (пропорційна для даної палі частина згинального моменту, прикладеного до шпунтової стінки). При цьому напруга в будь-якій точці палі може бути виражена такою формулою:

$$f_x = \frac{(M' + 2T'e')y}{I_x} + \frac{2T'}{A_f}, \quad (1.8)$$

де y - відстань до розглянутої точки поперечного перерізу від центру ваги (вісь $X-X$) позитивна стосовно осі $N-N$;

A_f - площа поперечного перерізу одиночної палі;

I_x - момент інерції одиночної палі щодо центру ваги $X-X$;

e' - відстань між центром ваги шпунтової стінки $N-N$ і одиночної палі $X-X$.

Приймаючи $f_x = 0$, вираження для відстані y_x від нейтральної осі $N-N$ до центру ваги одиночної палі $X-X$ може бути визначене рівнянням (1.9):

$$y_x = \frac{-2T'I_x}{A_f(M' + 2T'e')} \quad (1.9)$$

Передане зусилля зсуву T' тепер може бути визначене рівнянням (1.10):

$$T' = \frac{-M'A_f y_x}{2(I_x + A_f e' y_x)} \quad (1.10)$$

Підставивши останнє в рівняння (1.8), одержимо:

$$f_x = \frac{y - y_x}{I_x + A_f e' y_x} M' \quad (1.11)$$

Рівняння (1.11) дозволяє проаналізувати крайні випадки передачі зсувальних зусиль через замкові з'єднання шпунтових палей. При відсутності передачі зсувальних зусиль: $T = 0$ і $y_x = 0$. У цьому випадку напруга в крайньому волокні f'_a на зовнішній поверхні палей може бути розрахована по формулі (1.12).

$$f'_a = \frac{M' y_a}{I_x} \quad (1.12)$$

де y_a це відстань від крайнього волокна стінки палей до її центру ваги X-X; воно буде мати негативне значення, тому що позитивні значення ординати y відлічуються від осі X-X у напрямку центру ваги N-N поперечного перерізу шпунтової стінки.

Напруга в крайньому волокні f'_i у замковому з'єднанні шпунтової палей може бути розрахована по формулі (1.13)

$$f'_i = \frac{M' y_i}{I_x} \quad (1.13)$$

де y_i - відстань від крайнього волокна в замковому з'єднанні шпунтової палей до центру ваги X-X.

У випадку повної передачі зсувальних зусиль від палей до палей через замкове з'єднання $T'' = T$ і $y_x = e'$, і тоді дотичне зусилля T , передане через замкове з'єднання шпунтової палей, може бути отримане з рівняння (1.14)

$$\frac{M' A_f e'}{2[I_x + A_f (e')^2]} = \frac{-M' A_f e'}{2I_n} \quad (1.14)$$

де I_n - момент інерції одиночної палі щодо центру ваги поперечного перерізу шпунтової стінки.

Відповідна напруга в крайньому волокні f_a (за умови повної передачі зсуву) на зовнішній стороні шпунтової палі може бути розрахована по рівнянню (1.15)

$$f_a = \frac{-M' \cdot e}{I_n} \quad (1.15)$$

У цьому випадку напруга в крайньому волокні f_i у замковому з'єднанні одиночної палі незначна, оскільки це крайнє волокно досить близько розташоване до нейтральної осі шпунтової стінки $N-N$.

Для дослідження вигину шпунтової палі між двома крайніми випадками повної передачі зсувальних зусиль у замковому з'єднанні та відсутності такої передачі Ломейер використовував рівняння (1.16)

$$\sigma_T = \frac{1}{EI} \int_b^a Mx dx \quad (1.16)$$

де: $Mx dx$ - статичний момент при сприйнятті згинального моменту;
 σ_x - відносний вигин між двома точками (a і b) на палі.

Для одиночної палі одержуємо:

$$\sigma' = \frac{1}{EI_x} \int_b^a (M + 2Te')_x dx \quad (1.17)$$

де σ' - відносний вигин між двома розглянутими точками (a і b) одиночної палі (при частковій передачі дотичних зусиль через замкове з'єднання).

Підставляючи значення T з рівняння (1.10), одержимо:

$$\sigma' = \frac{1}{EI_x} \int_b^a M' \left(1 - \frac{A_f e' y_x}{I_x + A_f e' y_x}\right) x dx \quad (1.18)$$

або

$$\sigma' = \frac{1}{EI} \int_b^a \frac{M' x}{I_x + A_f e' y_x} dx \quad (1.19)$$

Для спрощення отриманих виразів передбачається, що ступінь передачі зсувальних зусиль і, отже, параметр y_x будуть постійними по довжині палі; отже, знаменник підінтегрального виразу може бути винесений за знак інтеграла, що дає:

$$\sigma' = \frac{I}{E(I_x + A_f e' y_x)} \int_b^a M' x dx \quad (1.20)$$

У крайньому випадку повної передачі зсувальних зусиль, коли $y_x = e'$, отримане

$$\sigma = \frac{I}{E[I_x + A_f (e')^2]} \int_b^a M' x dx = \frac{I}{EI_n} \int_b^a M' x dx \quad (1.21)$$

де a – такий же параметр, як у рівнянні (1.17), але за умови повної передачі зсувальних зусиль через замкове з'єднання шпунтової палі.

З рівнянь (1.8) - (1.21) можуть бути виведені співвідношення (1.22) - (1.24), що описують поведінку шпунтових паль, зв'язаних за допомогою замкових з'єднань на рівні центру ваги перетину, між двома розглянутими крайніми випадками передачі зсувальних зусиль:

$$\frac{T'}{T} = \left(\frac{y_x}{e'} \right) \left(\frac{I_x + A_f (e')^2}{I_x + A_f e' y_x} \right) \quad (1.22)$$

$$\frac{f_x}{f_a} = \left(\frac{y - y_x}{e'} \right) \left(\frac{I_x + A_f (e')^2}{I_x + A_f e' y_x} \right) \quad (1.23)$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \left(\frac{I_x + A_f (e')^2}{I_x + A_f e' y_x} \right) \quad (1.24)$$

Використовуючи рівняння (1.22) - (1.24), різні випадки силової взаємодії суміжних шпунтових паль можуть бути зіставлені та оцінені залежно від відстані y_x між нейтральною віссю шпунтової стінки і центром ваги одиночної палі (рис. 1.10).

Відношення f_a/f'_a одержуємо підстановкою параметра y_a замість y у рівнянні (1.23). Воно відповідає відношенню між напругами, що виникають у зовнішніх волокнах поперечного перерізу шпунтової палі при частковій передачі зсувальних зусиль у замкових з'єднаннях, і напругами, які виникли б у цих же точках при тих же навантаженнях, але за умови повної передачі зсувальних зусиль у замкових з'єднаннях. Розглянуте відношення може мати два корисні застосування: по-перше, це полегшує розрахунки згинального моменту при наявності виміряного розподілу напруг, по-друге, коли напруга в стінці шпунтової палі більше, чим у замку, це полегшує розрахунки міцності палі на вигин.

Відношення f_i/f'_a може бути отримане з рівняння (1.23) підстановкою y_i замість y . Воно відповідає відношенню між напругами в замкових з'єднаннях при частковій передачі в них зсувальних зусиль і напругами, які виникають у стінках шпунтових паль при тих же навантаженнях, але за умови повної передачі зсувальних зусиль у замкових з'єднаннях. Розглянуте відношення дозволяє обчислювати міцність палі на вигин, коли напруга в замку більше, чим у стінці шпунтової палі (тобто $f_i/f'_a > 1$).

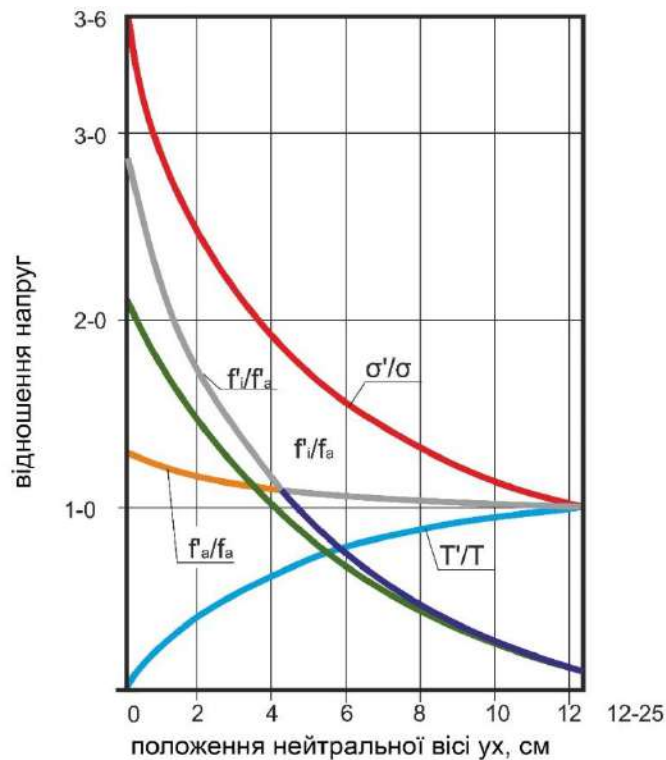


Рис. 1.10. Зміна співвідношень залежно від положення нейтральної осі шпунтової стінки

Відношення T'/T визначається з рівняння (1.22) і представляє собою відношення зсувальних зусиль, переданих через замкові з'єднання шпунтових паль при деякому ступені проковзування в замку до зусиль, які могли б бути передані через замок при відсутності проковзування. Таким чином, дане співвідношення може розглядатися як характеристика ефективності замкових з'єднань шпунтових паль.

Параметр σ'/σ визначається за допомогою формули (1.24) і представляє собою співвідношення між вигином шпунтової стінки з деяким ступенем проковзування в замках паль і вигином, який міг би виникнути при тих же навантаженнях при повній передачі зсувальних зусиль у замкових з'єднаннях розглянутих шпунтових паль. Таким чином, цей параметр характеризує ступінь реалізації моменту інерції шпунтової стінки й дозволяє визначити відповідний ефективний момент інерції.

Таким чином, виконаний теоретичний аналіз умов взаємодії з'єднаних у замках сталевих шпунтових паль коритного профілю [67] показав можливість якісної та кількісної оцінки реальних значень моменту інерції й моменту опору розглянутих шпунтових паль.

У той же час, розглянутий підхід має ряд недоліків, зокрема:

- для реалізації виведених залежностей і формул необхідно оперувати вимірними параметрами напруженого стану шпунтових паль у конкретних експлуатаційних умовах, що неможливо на етапі проектування нового об'єкта і важко при проектуванні реконструкції (модернізації, ремонті) існуючої споруди
- інженерно-геологічні умови будівництва або реконструкції (модернізації, ремонту) конкретної споруди не знаходять відображення в розрахункових залежностях, що не може не позначитися на точності й достовірності одержуваних результатів.

Отже, актуальною є розробка такої розрахункової моделі, яка ґрунтується на доступних (отриманих без залучення складних і дорогих натурних експериментів) вихідних даних і відображає, у тому числі, властивості і вплив тих ґрунтів основи і засипки, у яких відбувається взаємодія шпунтових паль.

Висновки за розділом 1

1. Виконаний аналіз технічного стану 275 причальних споруд у 18 морських портах України показав, що найпоширенішими типами конструкцій причалів є пальові естакади і больверки. Значна кількість останніх включає як основний несучий конструктивний елемент підпірну шпунтову стінку, виконану зі сталевих шпунтових прокатних паль коритного профілю, з'єднаних «замок у замок». Дефіцитними (з погляду

достатності глибин біля причалу) є споруди із глибиною води біля кордону від 13 до 17 м. Більшість експлуатованих причалів до 2012 р. не вичерпали нормативний термін служби, але досягли високого ступеня морального спрацювання за іншими показниками.

2. Специфіка умов роботи таких шпунтових стінок при експлуатації воднотранспортних, зокрема, портових гідротехнічних споруд полягає в значному впливі умов взаємодії шпунтових паль із оточуючим їх ґрунтовим середовищем. Значення основних жорсткісних і міцнісних характеристик причальних стінок зі шпунтових паль суттєво залежать від ступеня реалізації сил тертя в замкових з'єднаннях шпунтових паль (сталь – ґрунт – сталь). Залежно від реалізованих умов зазначеного взаємодії погонні значення моменту інерції і моменту опору шпунтової стінки можуть варіюватися в широких межах, відрізняючись у кілька раз.

3. Існуючі методи визначення напружено-деформованого стану експлуатованих воднотранспортних споруд типу «больверк» мають, як мінімум, один із двох істотних недоліків: (1) не враховуються фактичні погонні значення моменту інерції і моменту опору шпунтових стінок, реалізовані в конкретних системах «споруда – ґрунтове середовище» (2) розроблені методи урахування зазначених параметрів планують проведення складних і дорогих експериментальних досліджень розглянутих споруд.

4. Для урахування досліджуваної специфіки портових причальних споруд зі шпунтових паль коритного профілю необхідні прості та економічно виправдані експериментальні дослідження, а також базовані на їх результатах теоретичні методи, що дозволяють для конкретних умов визначати відповідні їм жорсткісні і міцнісні параметри больверків. Доцільно також розробити технічні рішення, що дозволяють оптимальним чином забезпечувати значення згаданих параметрів, необхідні за умовами експлуатації воднотранспортних споруд.

РОЗДІЛ 2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ БОЛЬВЕРКІВ ЗІ ШПУНТОВИХ ПАЛЬ КОРИТНОГО ПРОФІЛЮ

2.1. Аналіз відомих експериментальних досліджень роботи шпунтових стінок із палей коритного профілю

З початку широкого використання у світовій геотехніці та гідротехніці сталевих шпунтових палей як основних несучих елементів підпірних стінок відповідальних інженерних споруд питанням об'єктивного визначення основних характеристик перерізів шпунтових палей коритного профілю також приділялася серйозна увага при постановці і проведенні експериментальних досліджень, як в натурних, так і в лабораторних умовах.

Результати відомих дослідів однозначно підтвердили неправильне застосування в розрахунках больверків значень таких важливих параметрів, як момент інерції та момент опору поперечного перерізу шпунтових стінок з палей коритного профілю, що свідчить про необхідність обов'язкового урахування розглянутого явища в практиці проектування споруд розглянутого типу. Зупинимося на деяких відомих з технічної літератури дослідженнях, в яких отримані цікаві та достовірні результати по досліджуваній проблемі.

У роботах S.G. Williams, J.A.Little, I.F. Symons, T.A. McNulty [64-67] представлені результати натурних експериментів при будівництві в період з 1985 по 1988 роки відкритим способом тунелю довжиною 1150 м у Хатфілді, Хартфордшир, Великобританія. Ґрунти основи склалися, головним чином, грубозернистими пісками. На період проведення будівельних робіт улаштовувалися тимчасові шпунтові стіни з палей типу Ларсен коритного профілю з анкерними кріпленнями.

Для проведення натурного експерименту 30-метрова ділянка шпунтової огорожі тунелю була оснащена необхідною вимірювальною апаратурою (тензометричні датчики та інклінометри). Для контролю над вигином паль три труби інклінометрів були закріплені до трьох паль до їх заглиблення (методи захисту інклінометрів від пошкодження при заглибленні паль були відпрацьовані експериментаторами заздалегідь).

Вимірювання проводилися на п'ятиметровому відрізку довжин паль. Крім того, дві пари паль (9 і 18, див. рис. 2.1) були оснащені тензорезисторами (датчики прикріплювалися спеціально відпрацьованими методами дугового і точкового зварювання для захисту від пошкодження при забиванні паль). Усього 120 датчиків було прикріплено до цих пар паль, причому після заглиблення шпунта в задовільному (робочому) стані залишалися більш 70% датчиків.

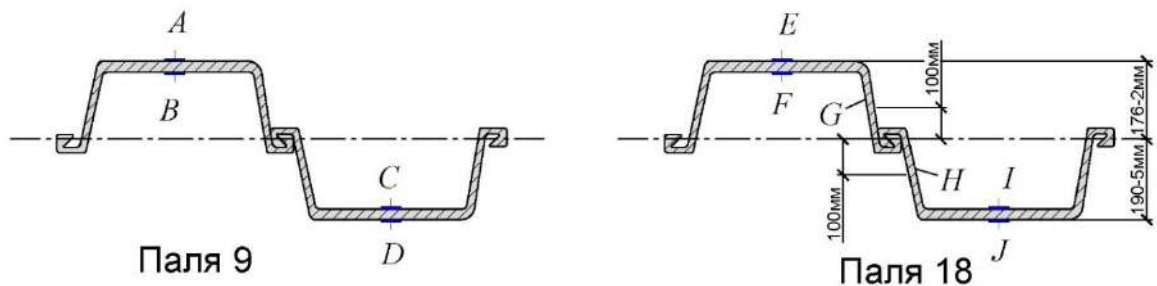


Рис.2.1. Розташування тензорезисторів на шпунтових палях коритного профілю типу Ларсен в експериментах

Порівняльний аналіз виміряних і теоретичних значень деформацій і згинальних моментів у шпунтових палях показав значні відхилення в розглянутих величинах (деякі результати вимірювань наведені на рис. 2.2 і 2.3).

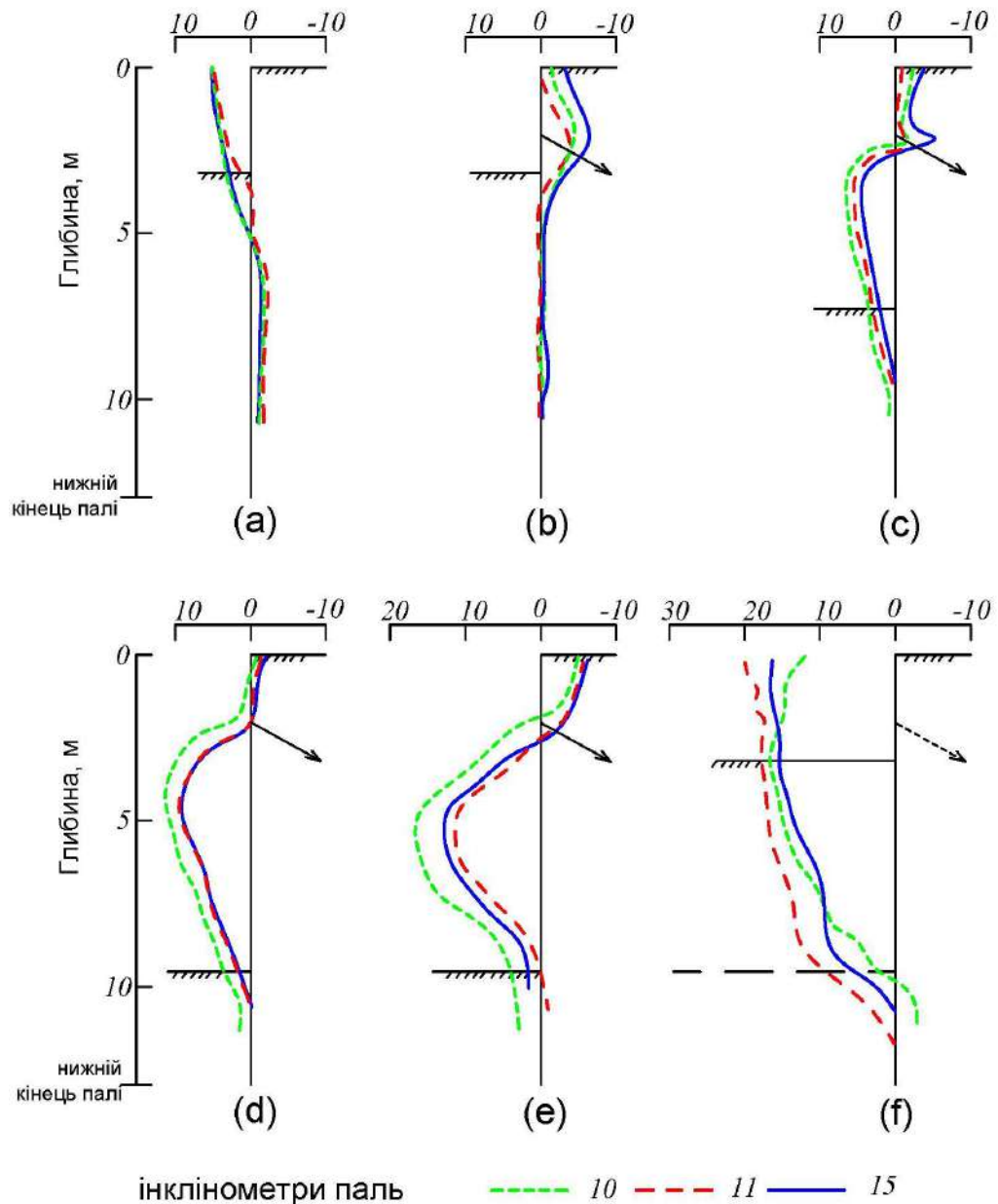


Рис. 2.2. Розвиток прогинів шпунтової стінки на різних етапах будівництва

- (а) - днопоглиблення до глибини 3,2 м (експериментальний етап № 2)
- (б) - натяг анкерів (експериментальний етап № 3)
- (с) - днопоглиблення до глибини 7,1 м (експериментальний етап № 4)
- (д) - днопоглиблення до глибини 9,3 м (експериментальний етап № 5)
- (е) - через 5 місяців після закінчення етапу № 5 (експериментальний етап № 6, а)
- (ф) - відсіпання зворотної засипки та звільнення анкерів (експериментальний етап № 6, б)

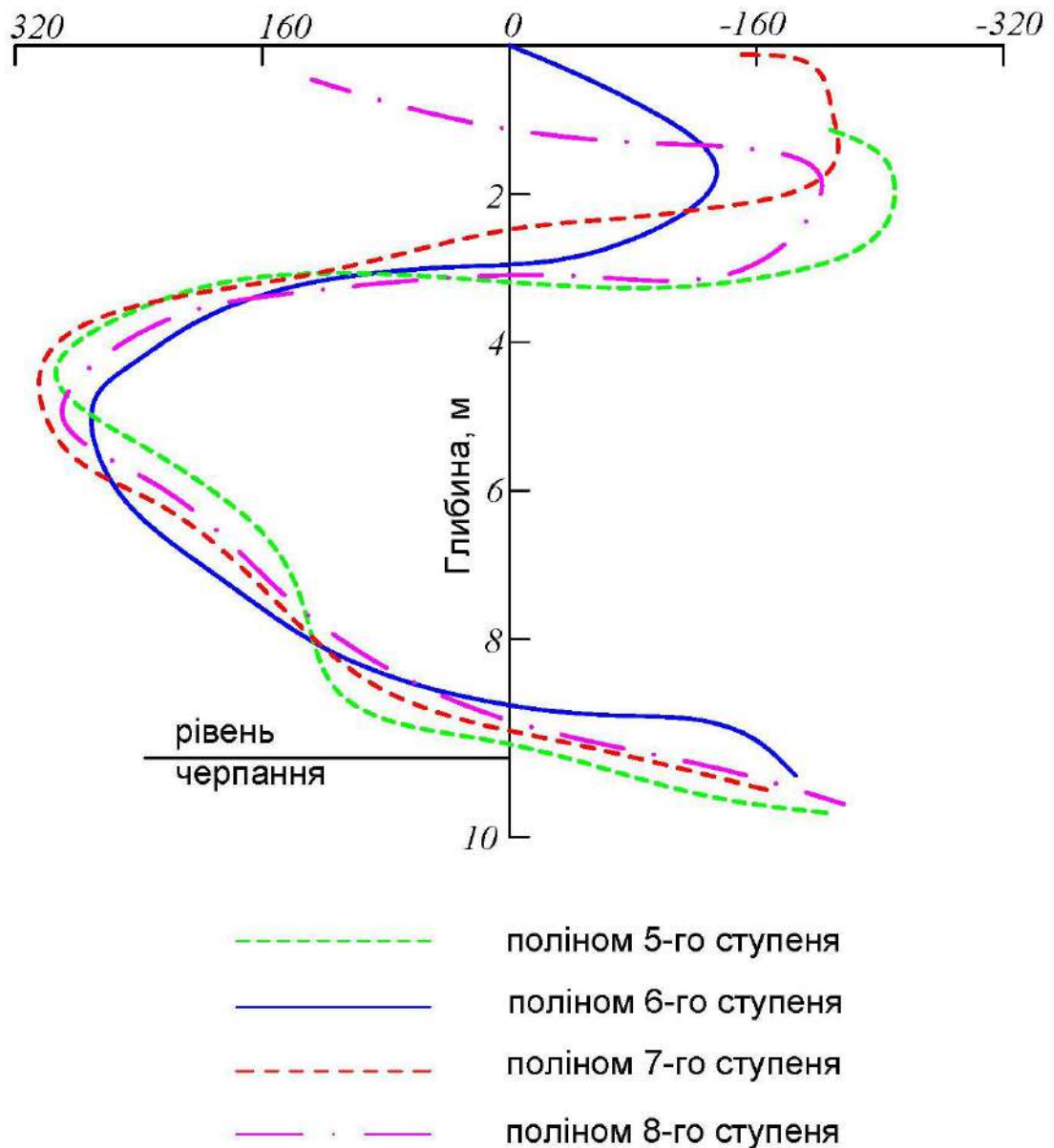


Рис. 2.3. Згинальні моменти, отримані за результатами вимірювання прогинів шпунтових паль інклінометрами

Порівняння експериментальних даних, наведених на рис. 2.2 і 2.3, з результатами теоретичних обчислень для параметрів суцільної шпунтової стінки (тобто на основі каталогу виробника шпунтових паль, у цьому випадку - British Steel Corporation Piling handbook [68, 69]) показало зменшення реального - автори дослідів називають його «ефективним» - моменту інерції шпунтової стінки до 28-43% від теоретичного.

Пояснюються ж ці істотні відмінності недостатньою реалізацією сил тертя в замкових з'єднаннях шпунтових паль, у результаті чого стінка працює не як суцільна конструкція, а з певним ступенем свободи переміщення в замках і, відповідно, зі зменшеними значеннями показників згинної жорсткості. Отримані для конкретних ґрунтових умов і для паль конкретного виробника результати, мабуть, вимагають перевірки і підтвердження для більш широкого інтервалу зазначених умов і номенклатури паль.

Цікаві результати натурних експериментів з рядом конструкцій причальних споруд типу «заанкерений больверк» у портах Канади (Гамільтон/Онтаріо, Севен Айленд і Сорель/Квебек тощо) представлені в роботах [65-67]. Згінна вісь стінок визначалася за допомогою спеціально розробленого для цієї мети інклінометром Вілсона (лабораторія д-ра А. Казагранде в Гарвардському університеті). Вимірювання і їх обробка дозволили одержати як значення прогинів шпунтових стінок, так і розподіл в них згинальних моментів. Для нас важливим є також те, що в цих дослідженнях була зроблена спроба оцінити «ефективні» моменти опору перетинів шпунтових паль залежно від розвитку сил тертя в замкових з'єднаннях паль.

Як зазначають автори дослідження, якщо тертя в замках перевищує поперечну силу, те «ефективний», тобто реально використаний, момент опору залежить від величини реалізованих сил тертя. На рис. 2.4 представлена оцінка «ефективного» моменту опору для шпунтових паль коритного профілю місцевого виробництва типу Algoma10, застосованих при будівництві заанкереного больверка в одному із розглянутих канадських портів (проаналізований інтервал від значень, відповідних роботі поодинокі палі, до значень, що відповідають суцільному елементу шпунтової стінки). Відносна різниця в значеннях досліджуваних параметрів для розглянутих випадків досягає 3-4 рази, тобто «ефективний» момент

опору і в цих дослідженнях зареєстрований на рівні 25-33 % від максимально можливого у випадку суцільної стінки.

Слід також зазначити, що в проведених експериментах ефект впливу тертя в замках шпунтових паль був більш відчутний при заглибленні шпунта в піщані ґрунти (у порівнянні, наприклад, із забиванням паль у напівскельні ґрунти).

Наприкінці 80-х років минулого століття при зведенні нових гідротехнічних об'єктів у порту Фріпорт (Техас, США) були проведені натурні дослідження заанкерених больверків зі сталевих шпунтових паль з розвантажувальною платформою для сприйняття вертикальних експлуатаційних навантажень (глибина води в причалів становила приблизно 10 м), яка є розповсюдженою конструкцією для причальних споруд на узбережжі Мексиканської затоки.

Больверки були споруджені з подвійних шпунтових паль коритного профілю типу Ларсен французького виробництва (подвійні палі були створені фабричним способом шляхом обтиснення замків двох поодиноких паль). Ґрунтова основа була складена твердими переущільненими глинами і щільними пісками. Зворотна ґрунтова засипка також була виконана з піску.

До складу вимірювальної апаратури входили датчики напруг у шпунтових палях, а також датчики зусиль в анкерних тягах. Датчики тиску дозволяли визначати бічний тиск ґрунту засипки, а інклінометри – прогини шпунтових паль. Останні були встановлені після заглиблення шпунта в сталеві трубки, приварені до паль до заглиблення.

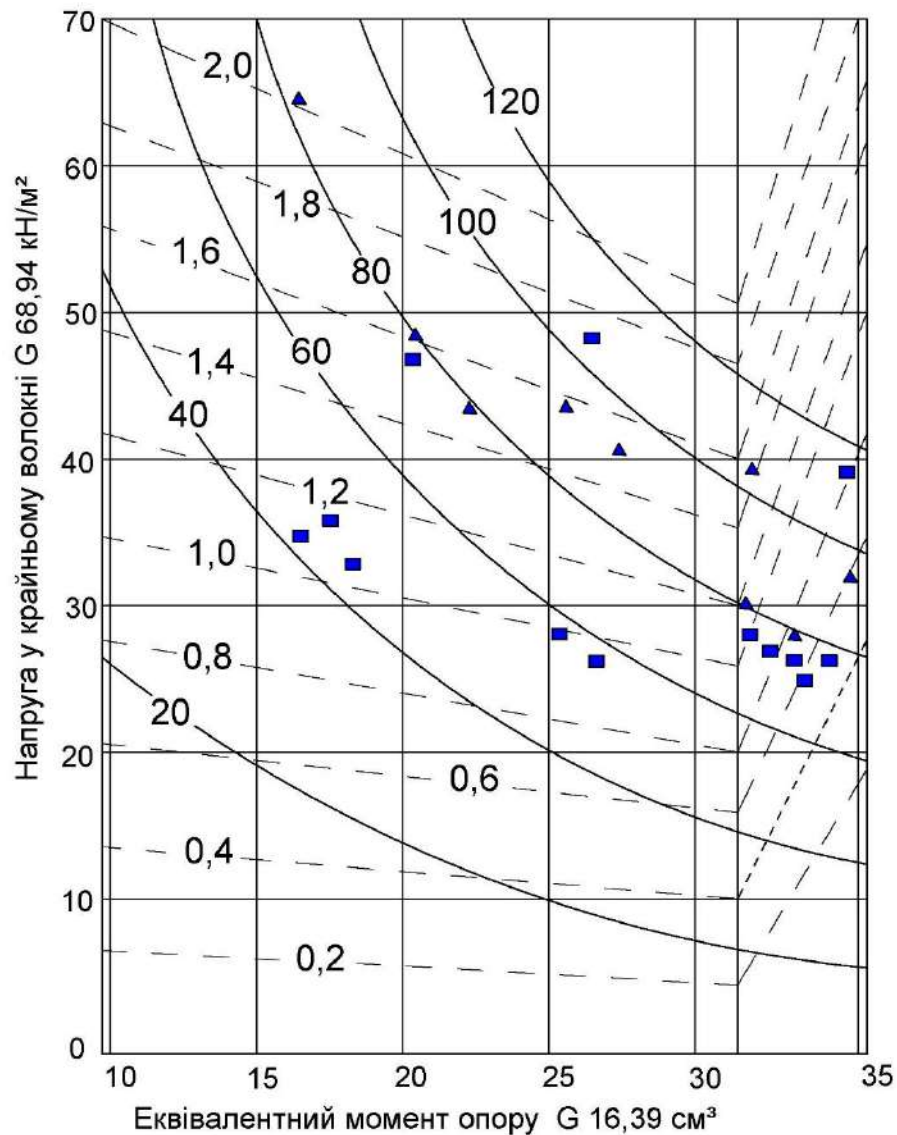


Рис. 2.4. Деякі результати визначення «ефективного» моменту опору шпунтових палей коритного профілю типу Algoma10

Перші показання інклінометрів (після виконання зворотної засипки і до монтажу розвантажувальної платформи) були досить несприятливими і зафіксували значні прогини шпунтових палей в сторону акваторії – приблизно 10-15 см. У той же час, датчики напруг не показали надмірних зусиль у палях при таких прогинах. Наступні показання вимірювальної апаратури (аж до закінчення будівництва і здачі споруди в експлуатацію)

були аналогічними, причому показання інклінометрів було продубльовано підводними вимірюваннями, виконаними водолазами.

Одна із виявлених причин полягала в суттєво більш високих значеннях коефіцієнта розпірного бічного тиску ґрунту на шпунтову стінку (приблизно 0,8-1,0) у порівнянні з величиною коефіцієнту активного тиску засипки (0,33), застосованою в розрахунках при проектуванні причалів.

Друга ж причина, на думку авторів дослідження, була викликана взаємними зсувами шпунтових паль у замках, які навіть у випадку фабричного обтиснення шпунтин у замках при виготовленні подвійних паль не гарантували їх повної спільної роботи. При цьому взаємному зсуву суміжних подвійних паль перешкоджали тільки сили тертя, що розвиваються в замках шпунта. Зазначені обставини могли привести до зміни положення нейтральної осі шпунтової стінки, як це показано на рис. 2.5 і в табл. 2.1.

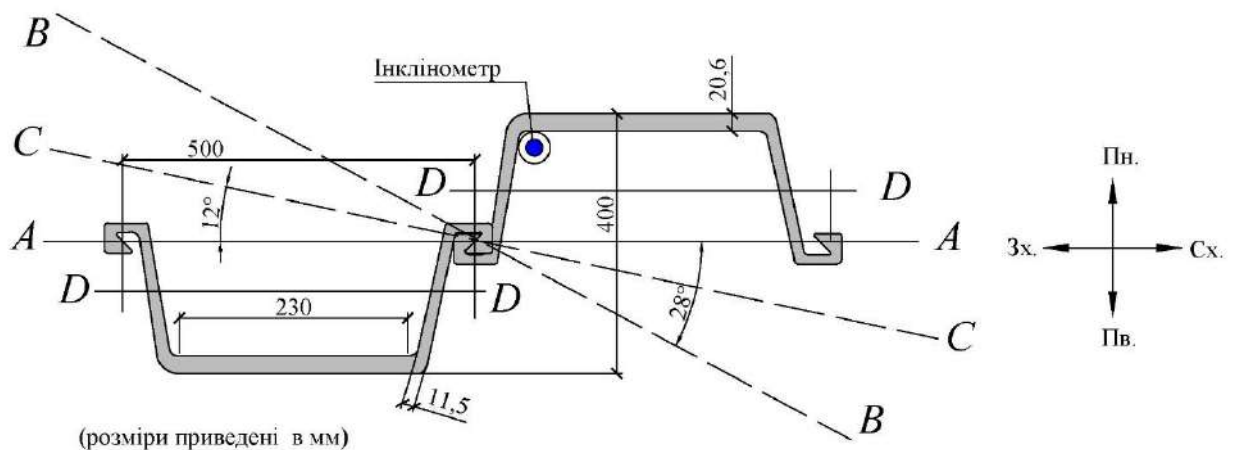


Рис 2.5. Зміна положення нейтральної осі шпунтової стінки при взаємних зсувах паль у замкових з'єднаннях

Таблиця 2.1

Зміна положення нейтральної осі шпунтової стінки при взаємних зсувах паль у замкових з'єднаннях

Положення нейтральної осі	Момент інерції, $\text{см}^4/\text{м}$	Момент опору, $\text{см}^3/\text{м}$	Примітки
А-А (рекомендоване виробником)	71967	3172	З обтисненням паль
В-В (максимальне відхилення осі в експериментах для подвійних паль)	26766	1398	З обтисненням паль
С-С (усереднене відхилення осі в експериментах для подвійних паль)	40148	1935	З обтисненням паль
Д-Д (відхилення осі в експериментах для одиночних паль)	21968	1370	Без обтиснення паль

Як показали розглянуті досліди, зафіксовані величини прогинів шпунтових стінок і згинальних моментів у них можуть бути підтвержені розрахунками в тому випадку, якщо прийнято до уваги обидві виявлені причини, а саме: збільшений коефіцієнт бічного тиску ґрунту і зменшені реальні («ефективні») геометричні характеристики поперечних перерізів – момент інерції і момент опору.

Таким чином, параметри перерізів шпунтових паль, що заявляються в каталозі виробника, не завжди коректні для паль коритного профілю на певному етапі розвитку сил тертя в замкових з'єднаннях. Відзначається також, що навіть при фабричному обтисненні замкових з'єднань шпунтових паль при їх складанні в подвійні панелі головна нейтральна вісь подвійної палі не паралельна лінії замків, при цьому суттєвий також вплив взаємного

зсуву суміжних подвійних паль (тобто паль, не обтиснутих у замкових з'єднаннях).

Розглянуті вище результати відомих експериментальних досліджень роботи причальних споруд зі сталевих шпунтових паль коритного профілю дозволяють зробити такі загальні висновки:

- Розташування замків шпунтових паль на (або поблизу) нейтральній осі шпунтової стінки призводить у результаті до недостатності сил тертя для сприйняття поперечного зусилля до взаємного зсуву паль і до перерозподілу величин основних параметрів стінки (моменту інерції і моменту опору).
- Зміна основних геометричних характеристик шпунтової стінки викликає перерозподіл параметрів напружено-деформованого стану споруди: суттєво зростають прогини стінки і зусилля в ній.
- Найбільш піддаються впливу розглянутих факторів причальні споруди з поодиноких сталевих шпунтових паль коритного профілю, конструктивно не закріплені у замках від взаємного зсуву.
- Фабричне обтиснення в замках паль при їх складанні в подвійні панелі зменшує відзначені негативні впливи в порівнянні з поодинокими палями, але не ліквідує ці впливи повністю через можливість взаємного зсуву подвійних панелей між собою.
- Реалізація на практиці «ефективних», а не теоретичних значень основних геометричних характеристик шпунтових паль у складі причальної споруди свідчить про необхідність урахування цього фактора при проектуванні розглянутих споруд з метою забезпечення їх надійності і довговічності.
- Удосконалювання методів проектування при будівництві, реконструкції, ремонті і модернізації портових причальних споруд можливо шляхом створення і застосування уточненої розрахункової моделі системи «шпунтова стінка – ґрунтове середовище», що відображає відзначену

специфіку реалізації сил тертя в замках шпунтових паль коритного профілю.

- Для створення уточненої розрахункової моделі системи «шпунтова стінка–грунтове середовище» доцільне застосування експериментально встановлених залежностей між величинами взаємних зсувів шпунтових паль у замкових з'єднаннях шпунтової стінки і силами тертя, що розвиваються у цих з'єднаннях при рухах паль.

Розглянуті відомі експериментальні дослідження, що встановили особливості роботи шпунтових паль коритного профілю, у той же час не дають можливості визначити залежності між величинами взаємних зсувів шпунтових паль у замкових з'єднаннях шпунтової стінки і силами тертя в них. Отже, необхідне проведення таких експериментальних досліджень (як повномасштабних натурних, так і лабораторних на моделях), які дозволять достовірно визначити шукані фізичні залежності і, ґрунтуючись на них, розробити ефективну розрахункову модель і методику проектування досліджуваних конструкцій.

Таким експериментальним дослідженням, виконаним за участю автора, і присвячений наступний параграф цього розділу.

2.2. Повномасштабні натурні та лабораторні експериментальні дослідження взаємодії одиночних шпунтових паль коритного профілю з ґрунтовим середовищем

2.2.1. Постановка завдання

Заглиблення шпунтових паль при будівництві, реконструкції або ремонті портових гідротехнічних споруд здійснюється різними методами залежно від виду шпунтових паль, ґрунтових умов, оснащеності підрядних організацій і прийнятої технології при проведенні робіт. До основних

сучасних методів улаштування шпунтових стінок, що входять до складу причальних споруд морських портів, слід віднести такі методи, як:

- забивання молотами ударної дії (дизельними або гідравлічними);
- віброзаглиблення (гідравлічними віброзаглиблювачами нормальної частоти або безрезонансними);
- вдавнення (гідравлічними домкратними пристроями або шляхом передачі навантаження від противаг).

Одним з найбільш прийнятних методів експериментального вивчення взаємодії замкових з'єднань шпунтових паль із ґрунтовим середовищем при улаштуванні та експлуатації шпунтових стінок є метод вдавнення паль. Цей метод дозволяє почергово варіювати прикладену зовнішню силу в заданих інтервалах, швидкість і напрямок прикладення навантаження, а також уникнути негативних динамічних ефектів, що супроводжують процеси забивання або віброзаглиблення паль.

У зв'язку з викладеним, при проведенні комплексних досліджень, що включають як повномасштабні натурні досліди, так і лабораторні експерименти з реальними замковими з'єднаннями шпунтових паль у різноманітних ґрунтових умовах, заглиблення паль у ґрунтову основу здійснювалося палевдавлювальними механізмами.

Ціль досліджень полягала у визначенні особливостей взаємодії замкових з'єднань сталевих шпунтових паль із ґрунтовим середовищем при заглибленні паль статичним вдавненням, а саме залежностей типу «навантаження - переміщення» у широкому (і реальному для розглянутих споруд) інтервалі зусиль. Отримані залежності можуть бути використані для розробки достовірної моделі взаємодії елементів системи «шпунтова стінка – ґрунтове середовище», а також підвищення ефективності чисельного моделювання і проектування водотранспортних споруд для стадій їх зведення, експлуатації, реконструкції та ремонту.

Слід зазначити, що згадані різні стадії роботи споруди характеризуються різними інтервалами навантажень і переміщень шпунтових паль. Так, для стадії технічної експлуатації взаємні зсуви паль уздовж замкових з'єднань можуть становити від декількох міліметрів до декількох сантиметрів (залежно від наявності або відсутності обтиснення паль у замках; застосування поодиноких, подвійних або потрійних паль). Для етапів будівництва, реконструкції або ремонту шпунтових стінок такі зсуви бувають вище на порядок.

Таким чином, повномасштабне фізичне моделювання в реальному масштабі сил і переміщень доцільне для оцінки поведінки паль при зведенні (реконструкції) споруд. Для вивчення особливостей стадії експлуатації розглянутих конструкцій корисними виявляються більш точні лабораторні досліди для обмежених інтервалів зусиль і деформацій досліджуваних елементів. Деякі раніше виконані дослідження (лабораторні досліди і чисельне моделювання [64 – 68, 70, 71]) показали обґрунтованість пропонованих підходів і перспективність їх розвитку для воднотранспортних споруд, що включають сталеві шпунтові стінки. У той же час повномасштабне фізичне моделювання (через значні технологічні, матеріальні та методологічні труднощі) раніше для рішення поставлених завдань не проводилося, у зв'язку із чим наведені в цій роботі дані представляються цікавими, корисними і унікальними.

Експериментальні дослідження з повномасштабного фізичного моделювання силової взаємодії шпунтових паль у замкових з'єднаннях при їх вдавненні і витяганні, а також відповідні лабораторні досліди проводилися спільно Одеським національним морським університетом (кафедра «Морські та річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація») і Інженерним центром «Трансзвук» (м. Одеса).

2.2.2. Натурні експерименти з палями коритного профілю і замками типу Ларсен

Натурні досліди проводилися на експериментальному майданчику Інженерного центру «Трансзвук» поблизу узбережжя Одеської затоки в липні 2009 р.

Повномасштабне фізичне моделювання процесів вдавнення й витягання сталевих шпунтових паль було засновано на застосуванні модульної координаційної палевдавлювальної системи (МКС). МКС – високотехнологічне будівельне обладнання, призначене для проведення палювих робіт потоковим методом [72, 73]. Основні технологічні переваги модульної палевдавлювальної системи – висока продуктивність, точність позиціонування, інтерактивний контроль якості робіт.

Палевдавлювальна система застосовується для заглиблення залізобетонних призматичних і сталевих шпунтових паль, а також труб із зусиллям вдавнення до 2000 кН. Палевдавлювальна система дозволяє реалізувати безперервний моніторинг кожної палі, яку заглиблюють. Дані моніторингу, підтвержені результатами контрольних випробувань, дозволяють гарантувати несучу здатність кожної палі та відкривають можливість інтерактивного проектування. Обладнання працює безшумно, не справляє динамічного і вібраційного впливу на ґрунт основи і відповідає найвищим вимогам екологічної безпеки.

Палевдавлювальна машина може бути використана як стенд для проведення контрольних випробувань паль. Вона здатна почергово за заданою програмою передавати зусилля на випробовувану палю до 2000 кН. Переміщення палі під навантаженням фіксується щодо нерухомої реперної системи. За результатами контрольних випробувань визначається припустиме навантаження на фундамент і ведеться безперервний моніторинг зусилля вдавнення кожної палі.

Порівняльні дослідження технологій заглиблення паль показали, що метод вдавнення паль найменш енергоємний у порівнянні з ударним, віброударним, вібровдавлювальним і вібраційним способом заглиблення. Пояснюється це тим, що при вдавненні паль робота максимально затрачається на подолання зовнішніх сил - опору ґрунту. При інших методах заглиблення паль ця робота затрачається на подолання внутрішніх сил, що виникають у заглиблюючих механізмах. Палевдавлювальні машини СО-500 у змонтованому виді представляють собою конструкцію, що містить вантажну раму, станину з напрямними колонами, вдавлювальний і затискний механізми, гідроциліндри робочого і зворотного ходу, а також засоби керування (рис. 2.6. і 2.7).

Вдавлювальний механізм палевдавлювальної машини представляє собою головку рамкоподібної форми з розміщеним у її центральній частині центральною затискним механізмом, який, у відмінності від прототипів, не тільки затискає палю, але і передає їй вдавлювальне зусилля не з торця, а через бічну поверхню. Вдавлювальна головка машини виконана з конструктивних елементів, кожний з яких кінематично пов'язаний із затискним механізмом, має можливість утворення єдиної твердої рухомої системи, що забезпечує ефективну фіксацію і циклічне заглиблення палі в ґрунт, незалежно від її конфігурації та довжини.

Навантаження від робочих гідроциліндрів зосереджене уздовж осі, що проходить через центр тиску клиноподібних елементів, і збігається з нею, а площа затискної губки розрахована так, щоб забезпечити умови, при яких бічний питомий тиск на палю завжди менше питомого навантаження на неї в поперечному перерізі.

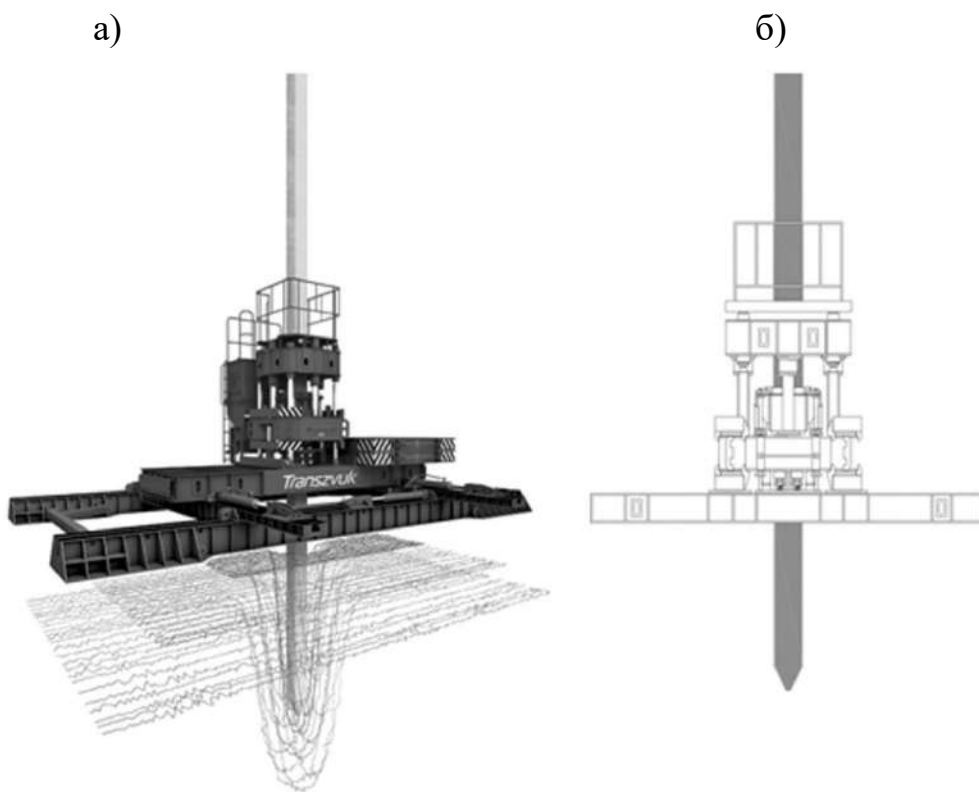


Рис. 2.6. Палевдавлювальна машина

а) - загальний вид; б) - принципова схема

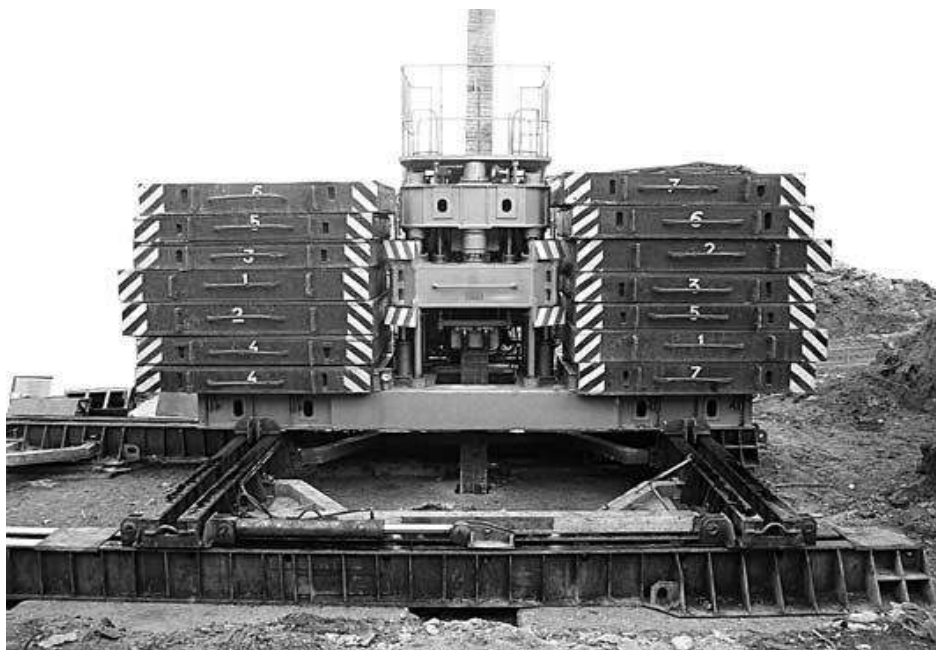


Рис. 2.7. Навантаження палевдавлювальної машини противагами

У ході розглянутих дослідів були досліджені сталеві шпунтові палі коритного профілю типу PU 32 (аналог – Ларсен 607n) із замковими з'єднаннями типу Ларсен (рис. 2.8). В експериментах використовували два пальові елементи (зрізані уздовж замкових з'єднань шпунтові палі згаданого типу) із шириною полиці 150 мм. Один з елементів мав довжину 10 м, інший – 5 м.

Більш довгий пальовий елемент розглядався як базовий (фіксований). Короткий же ж елемент заглиблювався (вдавлювався) у ґрунт або витягався з ґрунту уздовж базового (замок у замок) і вважався рухомим.



Рис. 2.8. Замок шпунтової палі після її витягування



Рис. 2.9. Рухомий пальовий елемент (праворуч), який вдавлюється і витягується через замкове з'єднання фіксованого елемента

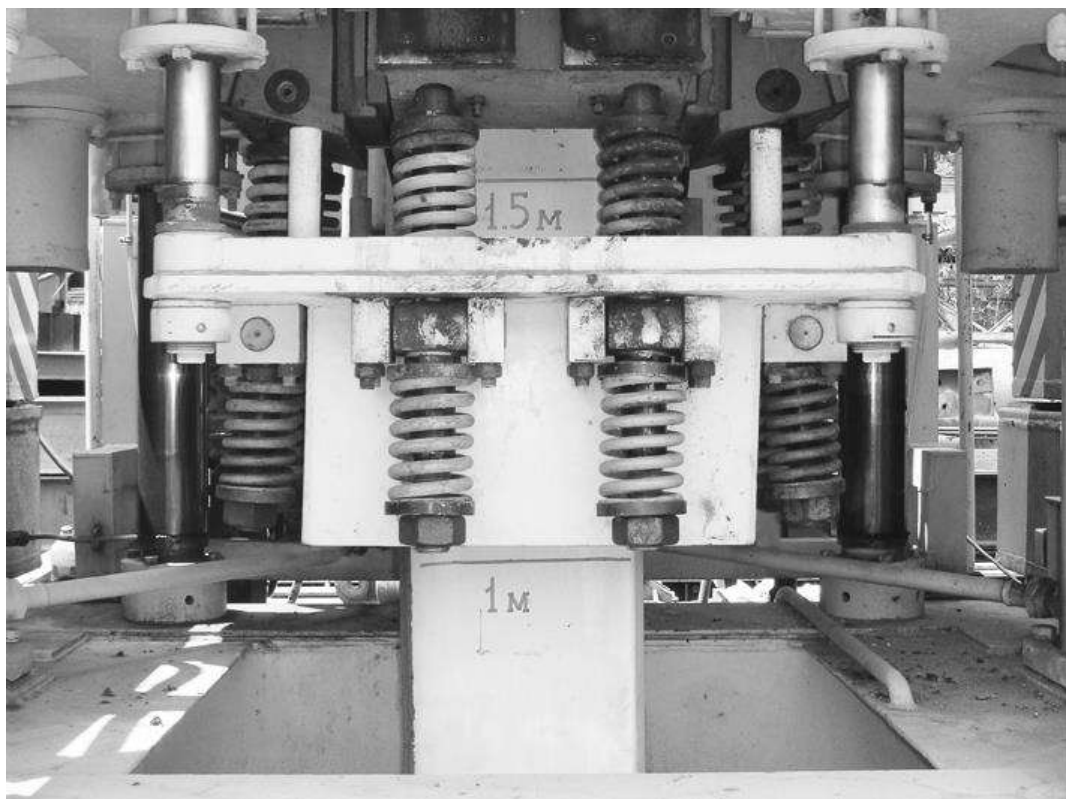


Рис. 2.10. Передача зусилля в голові пальового елемента

Завдяки попередній підготовці (вирівнюванню) поверхонь замків опір при взаємних переміщеннях пальових елементів виникав тільки внаслідок тертя між ґрунтом і поверхнею замків і опору ґрунту по кінцю рухомого пальового елемента.

Натурні досвіди на експериментальному майданчику проводилися із ґрунтами двох типів:

Тип 1. Природна (існуюча на майданчику) пальова основа (глибина шару більш 10 м) – в основному насипний/намивний ґрунт з такими основними параметрами: щільність $11,0 \text{ кН/м}^3$, кут внутрішнього тертя 40° , зчеплення відсутнє. Ґрунтові води присутні на глибині 1.85 м.

Тип 2. Модифікований тип 1 шляхом заміни верхнього шару природного ґрунту (на глибину від поверхні основи до рівня ґрунтових вод) дрібним піском з такими основними параметрами: щільність $17,6 \text{ кН/м}^3$, кут внутрішнього тертя 34° , зчеплення відсутнє. Планові розміри такої піщаної колони становили 2500×2000 мм, а її глибина 1850 мм; при цьому вісь замкового з'єднання базового пальового елемента збігалася з поздовжньою віссю піщаної колони.

У процесі натурних повномасштабних експериментів з елементами шпунтових паль (при їх вдавненні і витяганні) робилися вимірювання для побудови залежностей «поздовжнє навантаження – осьове переміщення».

Через обмежений час можливого використання будівельного обладнання на експериментальному майданчику (палевдавлювальна машина, кран) були виконані тільки дві серії дослідів: по одній серії по вдавненню/витяганню шпунтових паль «замок у замок» з кожним із двох згаданих типів ґрунту (кожна серія складалася з трьох аналогічних експериментів).

Навантаження, що прикладалося до шпунтової палі, вимірялося за допомогою динамометра із ціною поділки $0,1 \text{ кН}$. Вимірювання переміщень

пальових елементів здійснювалося за допомогою металевої лінійки (ціна поділки 1 мм).

Ілюстративні матеріали до проведення натурних експериментальних досліджень наведені в Додатку А.

Кожний проведений експеримент включав такі етапи:

етап 1 – вдавнення базового елемента в ґрунтову основу на глибину до 10 м;

етап 2 - вдавнення рухомого елемента «замок у замок» уздовж базового елемента на максимально можливу глибину (до 5 м);

етап 3 - витягання рухомого елемента «замок у замок» уздовж базового елемента;

етап 4 - витягання базового елемента.

Другий експеримент виконувався у двох варіантах:

Варіант 1 – піщаний ґрунт у замкових з'єднаннях був тієї ж щільності, що і оточуючий палі піщаний ґрунт;

Варіант 2 - піщаний ґрунт у замкових з'єднаннях був підвищеної щільності завдяки намиву в замки піщаної пульпи.

У ході натурних експериментів визначалися такі параметри:

1. Компоненти опору ґрунту заглибленню і витягання шпунтових паль для ґрунту типу 1

- опір по бічній поверхні палі (сили тертя),
- опір під кінцем палі (реакція ґрунту вдавненню палі),
- опір у замках паль (при обох напрямках відносних переміщень паль)

2. Те ж для ґрунту типу 2 (варіант 1)

3. Те ж для ґрунту типу 2 (варіант 2)

Враховуючи тематичну спрямованість цієї дисертації нижче на рис. 2.11 і 2.12 наведені графіки, що відносяться до найцікавішого для предмета дослідження параметру, - опору ґрунту в замкових з'єднаннях шпунтових паль. На рис. 2.11 прийняті такі позначення: 1 – перша серія дослідів; 2 -

друга серія дослідів (варіант 1); 3 - друга серія дослідів (варіант 2). На рис. 2.12 - такі: 1 – загальний опір при першій серії дослідів; 3 – те ж при другій серії дослідів (варіант 1); 5 - те ж при другій серії дослідів (варіант 2); 2 – сила опору за рахунок тертя в замку при першій серії дослідів; 4 - те ж при другій серії дослідів (варіант 1); 6 - те ж при другій серії дослідів (варіант 2).

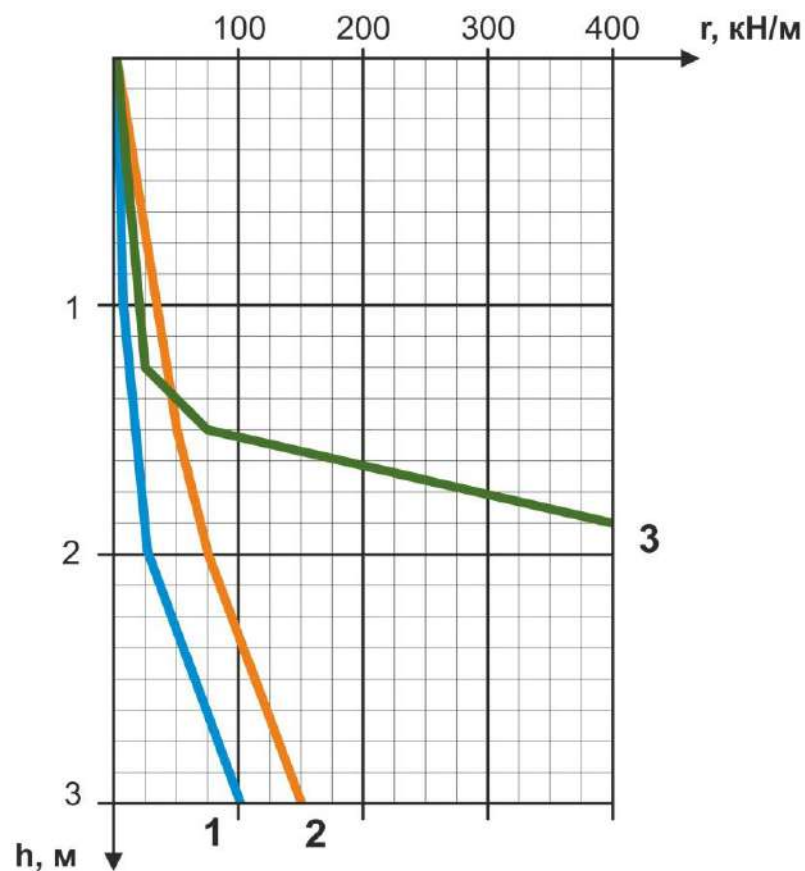


Рис. 2.11. Інтенсивність сил тертя (r) у замковому з'єднанні при заглибленні рухомої палі в різних ґрунтових умовах

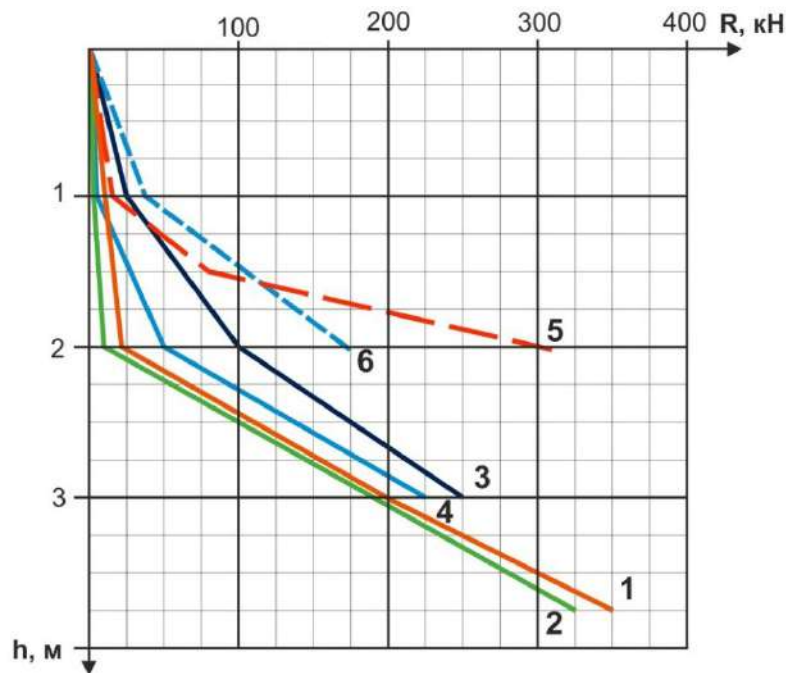


Рис. 2.12. Сила опору (R) заглибленню рухомої палі в різних ґрунтових умовах

За результатами проведених повномасштабних натурних дослідів можна зробити такі основні висновки:

- сили тертя в замкових з'єднаннях шпунтових палей коритного профілю відіграють істотну роль у взаємодії елементів системи «палля - ґрунт», досягаючи 60-90% загального опору вдавненню палі в ґрунт; внесок сил тертя в сумарну величину опору зростає зі збільшенням глибини заглиблення шпунта (зазначений кількісний інтервал визначений для палей і ґрунту, використаних у натурних експериментах);
- результуюча сила тертя і її інтенсивність нелінійно зростають у міру вдавнення однієї палі відносно іншої «замок у замок»; характер такої нелінійної залежності, як це видно з експериментальних графіків на рис. 2.11 і 2.12, може бути описаний гіперболічною функцією;
- заміна верхнього шару первісного (природного) ґрунту основи вище рівня ґрунтових вод дрібним піском викликала значне зростання опору

грунту заглибленню палі уздовж замка (до 2,5 рази), головним чином, завдяки розвитку сил тертя;

- додаткове ущільнення піску в замковому з'єднанні базового (фіксованого) елемента гідравлічним методом перед заглибленням «замок у замок» рухомого елемента викликало різке зростання опору ґрунту вдавненню палі.

2.2.3. Лабораторні великомасштабні дослідження взаємодії замкових елементів із ґрунтовим середовищем

Лабораторні експерименти проводилися в лабораторії кафедри «Морські та річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація» Одеського національного морського університету в 2009 – 2010 рр. У досліджах застосовані ті ж замкові з'єднання сталевих шпунтових паль і ті ж ґрунти, що при натурних експериментах, що дало можливість коректно порівнювати і зіставляти результати як натурних, так і лабораторних досліджень.

При лабораторному моделюванні також використовувалися базовий (фіксований) і рухомий елементи шпунтових паль коритного профілю типу PU 32 (аналог - Ларсен 607n) із замковими з'єднаннями. При варіюванні ґрунтових умов використано три типи ґрунтів:

- піщаний ґрунт із основи експериментального натурного майданчика (тип 2, як описано вище)
- природний ґрунт із основи експериментального натурного майданчика (тип 1, як описано вище)
- лесовий ґрунт (питома вага $11,1 \text{ кН/м}^3$, кут внутрішнього тертя 41°)

На першому етапі лабораторних досліджень оцінювався вплив наявності ґрунту в замкових з'єднаннях, для чого був створений і застосований допоміжний експериментальний стенд із горизонтальним

розміщенням і горизонтальним же направленням взаємних переміщень замків шпунтових паль (рис. 2.13).



Рис. 2.13. Лабораторне моделювання взаємодії піщаного ґрунту із замковими з'єднаннями шпунтових паль (горизонтальне розміщення замкових з'єднань)

У ході лабораторних дослідів першого етапу на допоміжному стенді вимірялися як взаємні поздовжні переміщення палевих елементів, так і сили опору таким переміщенням. Ґрунт при цьому (до початку прикладення зовнішньої зсувної сили) насипався на шпунтові елементи зверху, а також з боку насуву рухомого елемента.

Нерухомий шпунтовий елемент був твердо зафіксований до стенда. Зсувне осьове навантаження на рухомий шпунтовий елемент прикладалося підвішуванням вантажів до блокового пристрою і фіксувалося динамометром з ціною поділки 0,1 кН. Вимірювання переміщень рухомого елемента здійснювалося за допомогою індикаторів годинникового типу (ціна поділки 0,01 мм) і металевою лінійкою (ціна поділки 1 мм). Деякі результати вимірів, що відносяться до взаємодії палевих елементів як при відсутності ґрунту в замкових з'єднаннях (тертя замка по замку), так і при наявності в них піщаного ґрунту (ґрунт типу 2, варіант 1), представлені на рис. 2.14.

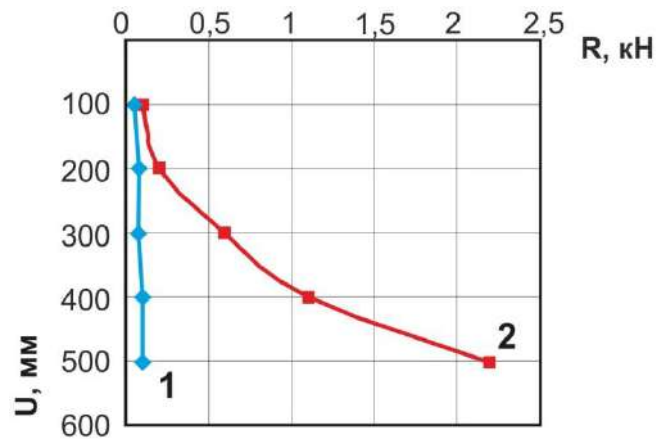


Рис. 2.14. Сила опору (R) переміщенню рухомого пальового елемента відносно фіксованого при відсутності (1) і наявності (2) піщаного ґрунту в замковому з'єднанні.

Залежності «сила опору – переміщення палі» для першої серії дослідів (без ґрунту в замках) показують стабільний рівень опору після деякого його зростання в початковий період переміщення рухомого пальового елемента.

Залежності «сила опору – переміщення палі» для другої серії дослідів (піщаний ґрунт у замках) якісно подібні кривим, що описують відповідний дослід у натурних умовах. Щодо кількісних показників можна відзначити, що сили опору (або зусилля вдавнення) у лабораторних дослідах відрізнялися від відповідних зусиль у натурних експериментах приблизно на два порядки, а переміщення пальових елементів у замкових з'єднаннях – приблизно на порядок.

Порівняння даних, що відносяться до наявності і відсутності піщаного ґрунту в замкових з'єднаннях, дозволяє зробити висновок, що попадання піску в замки шпунтових паль при їх заглибленні призводить до різкого зростання сили опору в міру збільшення взаємних переміщень паль. Так, для розглянутих (див. рис. 2.14) умов при порівняно невеликих переміщеннях шпунтових елементів у горизонтальному напрямку на допоміжному стенді в інтервалі 100 – 500 мм наявність піску в замках шпунтових паль призвело

до приблизно десятикратного зростання опору переміщенню рухомого шпунтового елемента.

На другому етапі лабораторних досліджень був створений і застосований основний експериментальний стенд з вертикальним розміщенням і з вертикальним же напрямком взаємних переміщень замкових елементів шпунтових паль (схема установки і основні габарити стенда наведені на рис. 2.15, 2.16). Базовий елемент заглиблювали першим. Потім переміщуваний шпунтовий елемент заглиблювали вдавненням «замок у замок» на глибину, забезпечувану навантажувальним пристроєм.

Ґрунт був поміщений у ґрунтовий лоток висотою 1200 мм з плановими розмірами 800x700 мм. У верхній частині лотка були закріплені елементи (швелери №12) для фіксації нижньої частини вертикальної напрямної рами, виконаної з твердих сталевих прокатних профілів. Верхній кінець напрямної рами був упертий у тверду горизонтальну балку стелі лабораторного приміщення. У напрямну раму заводили перший шпунтовий елемент, який заглиблювали в ґрунт за допомогою гідравлічного навантажувального пристрою з упиранням останнього в згадану тверду горизонтальну балку стелі лабораторного приміщення. Цей гідравлічний пристрій дозволяв прикладати силу для вдавнення шпунтового елемента до 50 кН. Величина сили фіксувалася динамометром ДС-3 (ціна поділки 0,1 кН).

Вимірювання переміщень рухомого елемента здійснювалося за допомогою індикаторів годинникового типу (ціна поділки 0,01 мм) і металевою лінійкою (ціна поділки 1 мм), див. рис. 2.17. Положення шпунтових елементів у просторі фіксувалося на екранах лазерним променем (випромінювач закріплювався на шпунті).

Лабораторні досліди проводилися для двох схем упирання базового шпунтового елемента:

- низ базового шпунтового елемента упертий у дно ґрунтового лотка,

тобто елемент є нерухомим (аналог – паля-стійка);

- низ базового шпунтового елемента розташовується в ґрунті та не доведений до дна ґрунтового лотка, тобто елемент є «висячим» (за аналогією з «висячою» палею).

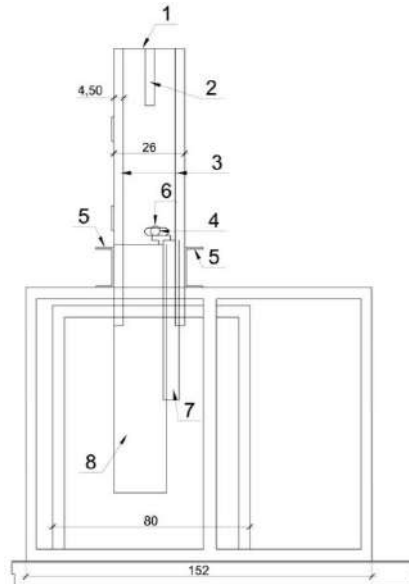


Рис. 2.15. Лабораторна експериментальна установка (фронтальний вид)
(розміри в мм)

- 1 – балка; 2 – упор у балку; 3 – кутникові напрямні для забезпечення вертикальності заглиблення шпунтових елементів; 4 – динамометр ДС-3; 5 - швелер 12; 6 – гідравлічний навантажувальний пристрій; 7 – рухомий (мобільний) шпунтовий елемент із замковим з'єднанням; 8 – нерухомий (базовий) шпунтовий елемент із замковим з'єднанням.

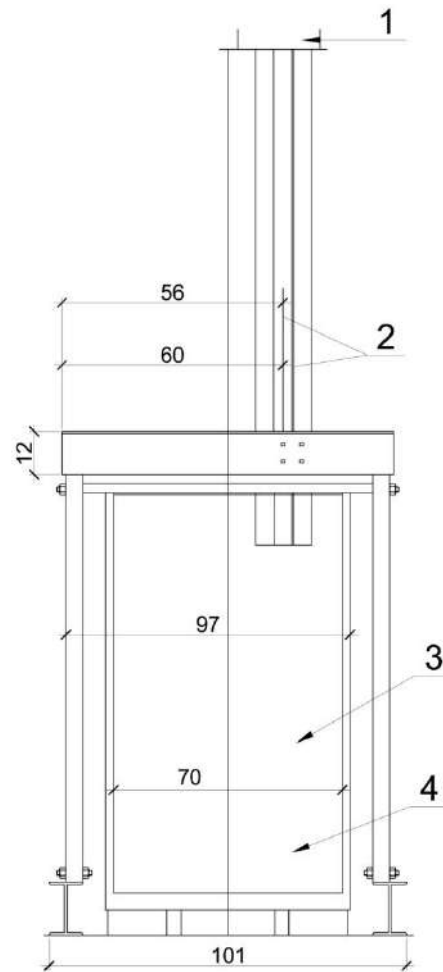


Рис. 2.16. Лабораторна експериментальна установка (вид збоку)
(розміри в мм)

1 – балка; 2 – осі кутникових напрямних для забезпечення вертикальності заглиблення шпунтових елементів; 3 – піщаний ґрунт; 4 – порожнина ґрунтового лотка.

Застосовані дві схеми обпирання базового шпунтового елемента дозволяють при їх порівнянні оцінити вплив реальних граничних умов під нижнім кінцем паль, що зустрічаються при зведенні шпунтових стінок, а також вивчити ступінь впливу ущільнення ґрунту в замковому з'єднанні шпунтової палі при відкритому і закритому торці замка.

Кінематика першої схеми: перший – базовий – шпунтовий елемент упертий у дно ґрунтового лотка, заповненого піщаним ґрунтом і нерухомий; другий – рухомий шпунтовий елемент – вдавлюється щодо нерухомого

першого; графік відповідної залежності «навантаження - переміщення» для рухомого шпунтового елемента наведений на рис. 2.18.

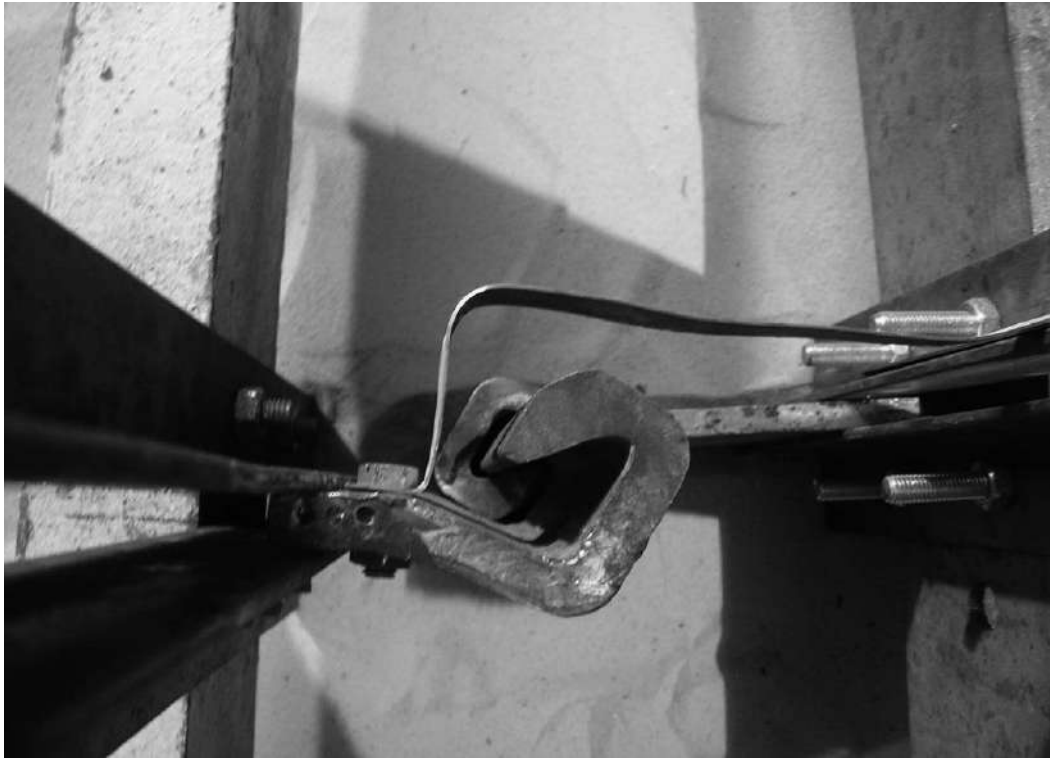


Рис. 2.17, а. Лабораторне моделювання взаємодії піщаного ґрунту з замковими з'єднаннями шпунтових паль (вертикальне розміщення замкових з'єднань): вид зверху на експериментальну установку при моделюванні взаємних зсувів шпунтових паль



Рис. 2.17, б. Лабораторне моделювання взаємодії піщаного ґрунту із замковими з'єднаннями шпунтових паль (вертикальне розміщення замкових з'єднань): фронтальні види на експериментальну установку при моделюванні взаємних зсувів шпунтових паль

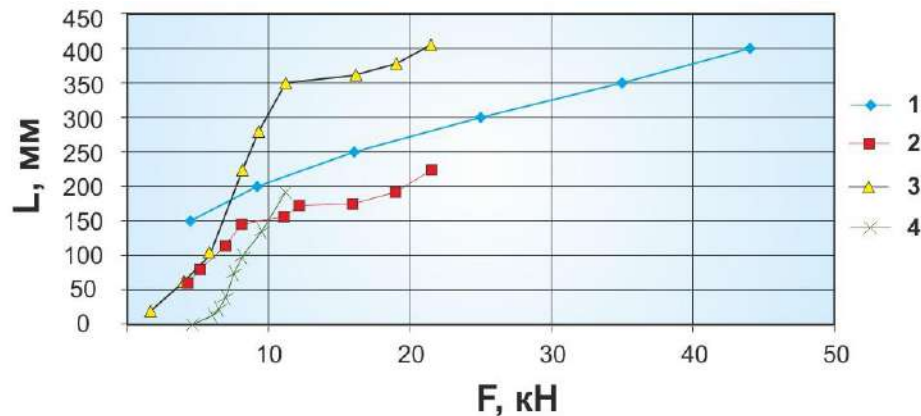


Рис. 2.18. Залежності переміщень мобільного шпунтового елемента від вдавлювання (перша серія)

- 1 – переміщення мобільного шпунтового елемента при базовому шпунтовому елементі, обпертому в дно ґрунтового лотка (схема палі-стійкі);
- 2 – відносні переміщення мобільного шпунтового елемента;
- 3 – абсолютні переміщення мобільного шпунтового елемента (разом з базовим елементом);
- 4 – абсолютні переміщення базового шпунтового елемента (разом з мобільним елементом).

Кінематика другої схеми: після заглиблення першого шпунтового елемента на максимально можливу (по зусиллю, забезпечуваному гідравлічним навантажувальним пристроєм) глибину, у вертикальну напрямну раму заводили «замок у замок» до першого – базового – елемента, другий – рухомий шпунтовий елемент, який вдавлювався відносно першого.

У початковій стадії заглиблення другого елемента базовий «висячий» елемент залишався нерухомим, тобто сили опору ґрунтової основи переміщенню базового елемента перевищували зовнішнє навантаження, яке передається від рухомого елемента базовому через замкове з'єднання.

На другій стадії заглиблення рухомого елемента при збільшеному зовнішньому навантаженні, яке перевищило несучу здатність ґрунту під нижнім кінцем і по бічній поверхні базового елемента, відбувалося

вдавнення в ґрунт обох шпунтових елементів: рухомого - безпосередньо під дією зовнішнього прикладеного навантаження, базового – за рахунок сил тертя, переданих через замкове з'єднання.

Для того, щоб уникнути обпирання базового елемента в дно ґрунтового лотка (тобто перехід до першої схеми «палі-стійкі»), на третій стадії цього експерименту базовий елемент фіксували від вертикальних переміщень у досягнутому «висячому» положенні, що дозволило продовжувати вдавнення рухомого елемента при відкритому з нижнього торця замковому з'єднанні базового шпунтового елемента. Графіки відповідних залежностей «навантаження - переміщення» для процесу вдавнення рухомого шпунтового елемента при переході від першої стадії до другої, а потім від другої – до третьої, наведені на рис. 2.19.

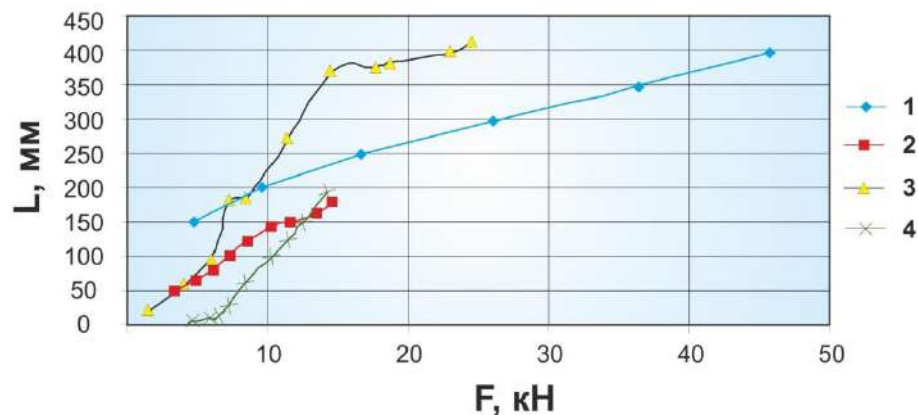


Рис. 2.19. Залежності переміщень мобільного шпунтового елемента від вдавлювання (друга серія)

- 1 – переміщення мобільного шпунтового елемента при базовому шпунтовому елементі, обпертому в дно ґрунтового лотка (схема палі-стійкі);
- 2 – відносні переміщення мобільного шпунтового елемента;
- 3 – абсолютні переміщення мобільного шпунтового елемента (разом з базовим елементом);
- 4 - абсолютні переміщення базового шпунтового елемента (разом з мобільним елементом).

Порівняння отриманих залежностей для двох застосованих в експерименті кінематичних схем (розглянуті дві дублюючі серії дослідів за кожною схемою) дозволяє зробити такий висновок:

- Робота базового шпунтового елемента за схемою «палі-стійкі», тобто із закритим нижнім торцем його замкового з'єднання, суттєво утрудняє заглиблення «замок у замок» рухомого шпунтового елемента в порівнянні з умовами роботи базового елемента за схемою «висячої» палі (див. рис. 2.18). Так, для обох серій проведених лабораторних дослідів при однаковому зовнішньому вдавлюванні в інтервалі від 4 кН до 20 кН переміщення «замок у замок» рухомого шпунтового елемента відносно базового у випадку роботи останнього за схемою «палі-стійкі» виявилися приблизно на 40% більше, чим при реалізації схеми «висячої» палі. Для досягнення тих же відносних переміщень в інтервалі від 100 мм до 275 мм рухомого шпунтового елемента щодо базового елемента у випадку роботи останнього за схемою «палі-стійкі» довелося прикласти навантаження до рухомого елемента приблизно в три рази більше, ніж при реалізації схеми «висячої» палі для базового елемента.
- Відзначений вище ефект може бути пояснений утворенням (при роботі базового шпунтового елемента за схемою «палі-стійкі») зони ущільненого ґрунту в замковому з'єднанні шпунтових пальових елементів між торцями базового (нерухомого) і рухомого елементів. У міру збільшення вдавлювального навантаження і зростання відносного переміщення рухомого елемента уздовж замків відбувається наростання щільності ґрунту усередині замкового з'єднання і, відповідно, опір заглибленню рухомого шпунтового елемента різко зростає.
- Залежності «навантаження вдавлювання - переміщення «замок у замок» для розглянутої системи «шпунтові елементи – ґрунтове середовище»

носять нелінійний характер, на який впливають граничні умови, головним чином, умови закріплення базового шпунтового елемента.

- При обпиранні базового шпунтового елемента в дно ґрунтового лотка розглянута залежність на початковому етапі навантаження (при вдавлювальному навантаженні до 10 кН) близька до параболічної, а при подальшому зростанні зовнішньої сили близька до лінійної.
- При «висячому» (не обпертому в дно ґрунтового лотка) базовому шпунтовому елементі можна виділити три інтервали переміщення рухомого шпунтового елемента «замок у замок» щодо базового елемента (див. рис. 2.19). Перший і третій інтервали (які відраховуються по мірі збільшення зовнішнього навантаження) відповідають заглибленню рухомого елемента відносно нерухомого базового. Перший інтервал – на початку процесу вдавнення, коли рухомий елемент переміщається по замковому з'єднанню, не залучаючи базовий елемент у переміщення через недостатність сил тертя в замковому з'єднанні. Третій інтервал – на останньому етапі вдавнення рухомого елемента, коли базовий елемент зафіксований на досягнутій глибині заглиблення, щоб уникнути обпирання в дно. Проміжний – другий – інтервал заглиблення відповідає спільному заглибленню обох шпунтових елементів, коли вдавлювальне навантаження, прикладене до рухомого елемента за допомогою сил тертя в замковому з'єднанні, передається на базовий шпунтовий елемент і залучає його в переміщення.
- Отримані залежності «навантаження - переміщення» дозволяють при відносно невеликих (у порівнянні з раніше розглянутими результатами натурних дослідів на будівельному майданчику) інтервалах прикладення вдавлювальної сили визначити взаємні переміщення шпунтових елементів і, таким чином, використовувати згадані залежності для вдосконалення розрахункової моделі системи «шпунтова стінка – ґрунтове середовище».

Висновки за розділом 2

1. Проведені експериментальні натурні та лабораторні дослідження дозволили одержати нову інформацію про особливості взаємодії сталевих шпунтових паль коритного профілю із ґрунтовим середовищем, зокрема, про умови розвитку сил тертя в замкових з'єднаннях паль при їх заглибленні в ґрунтову основу.

2. Методика виконання натурних експериментів із застосуванням реального палевдавлювального будівельного обладнання дозволила визначити основні компоненти опору ґрунту вдавленню шпунтової палі, а також вплив виду ґрунтів і їх фізичних характеристик на досліджувані процеси.

3. Отримані експериментальні залежності, що описують розвиток сил тертя в замкових з'єднаннях шпунтових паль залежно від взаємних переміщень останніх.

4. Виявлений вплив замочування піщаних ґрунтів, що відображається в різкому збільшенні сил тертя в замках шпунтових паль (випадок, характерний для влаштування зворотних засипок больверків).

5. Виявлений вплив підстильного ґрунтового шару, у якому знаходяться нижні кінці шпунтових паль, на розвиток сил тертя в замкових з'єднаннях.

6. Великомасштабні лабораторні дослідження підтвердили основні результати натурних дослідів і дозволили одержати нові дані для менших (і більш докладних) інтервалів прикладення зовнішнього навантаження, характерних для умов експлуатації шпунтових стінок у складі водотранспортних гідротехнічних споруд.

7. Одержана подібність залежностей «сила опору в замках – переміщення палі» у натурних і лабораторних експериментах підтверджує

можливість використання отриманих експериментальних графіків для розробки розрахункової моделі.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ І ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД ТИПУ «БОЛЬВЕРК» ІЗ ҐРУНТОВИМ СЕРЕДОВИЩЕМ

3.1. Постановка завдання та основні передумови розрахункової моделі

Для урахування реальних умов роботи замкових з'єднань шпунтових паль коритного профілю нами пропонується розрахункова модель системи «шпунтова стінка – ґрунтове середовище», що оперує двома розрахунковими схемами.

Для зручності подальшого порівняння з даними експериментальних досліджень будемо орієнтуватися на найпоширеніші в українських морських портах види перерізів сталевих шпунтових паль. До них відносяться прокатні палі коритного профілю, наприклад, перерізи типу PU виробництва ArcelorMittal (Люксембург) [74, 75] або Ларсен виробництва Hoesch (Німеччина) [76]; український виробник (Дніпровський металургійний комбінат) пропонує в цей час шпунти коритного профілю типу Ларсен 5 і Ларсен 7. У розглянутих розрахункових схемах будемо оперувати декількома найпоширенішими підходами до завдання епюр коефіцієнта постелі ґрунтової основи. Будемо вважати цю епюру постійною за глибиною ґрунтової основи, а також вводити ділянку її лінійного наростання з глибиною (останнє відповідає рекомендаціям чинних нормативних документів, що регламентують розрахунки паль при дії горизонтальних навантажень [58]).

У першій розрахунковій схемі розглядається конструкція, характерна для причальної споруди типу «большерк», тобто звичайна шпунтова стінка, що складається з поодиноких шпунтових паль типу PU або Ларсен (рис. 3.1).

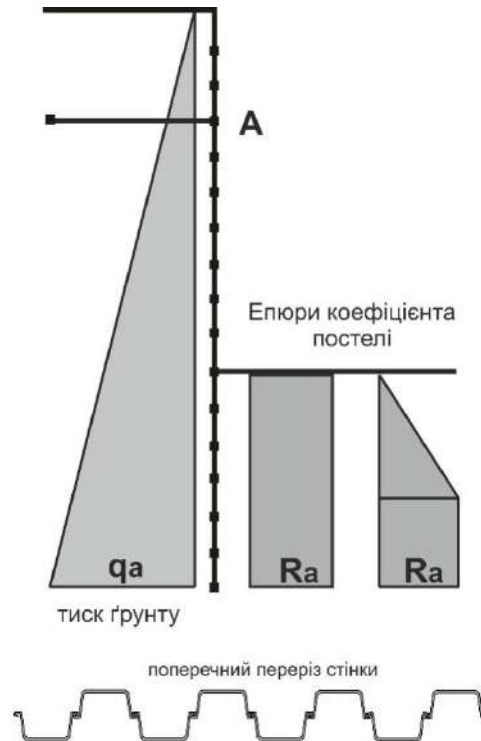


Рис. 3.1. Розрахункова схема заанкереного большерка з прикладенням навантаження від розпірного (активного) бічного тиску ґрунту і двома варіантами епюр коефіцієнта постелі ґрунту основи (постійної за глибиною та з ділянкою лінійного наростання).

Для цієї схеми можливі два крайні випадки:

(1) Згінна жорсткість стінки відповідає вільним деформаціям у замках (тертя в замках відсутнє і кожна шпунтова паля працює незалежно від інших).

У цьому випадку значення погонної згінної жорсткості стінки (наприклад, на 1 м довжини стінки) дорівнює відповідній сумарній жорсткості поодиноких паль, що приходяться на розглянуту одиницю довжини стінки. Так, для найпоширеніших при будівництві та реконструкції

причальних споруд в українських морських портах палі коритного профілю типу PU 32 (або його аналога Ларсен 607n) погонний момент інерції такої стінки становить:

$$I_s/b_s=10950/0,6= 18250 \text{ см}^4/\text{м}$$

де $b_s = 0,6$ м – ширина поодинокі палі розглянутого типу (розмір у напрямку, паралельному поздовжній осі стінки);

$I_s = 10950 \text{ см}^4$ - момент інерції поодинокі сталеві шпунтової палі типу PU 32, тобто в цьому випадку погонна згінна жорсткість стінки становить тільки 25% від максимально можливого значення, характерного для випадку (б) (див. нижче).

(2) Згінна жорсткість стінки відповідає закріпленням замковим з'єднанням між усіма палями (наприклад, шляхом обтиснення або зварювання), тобто всі шпунтові палі працюють спільно в складі стінки.

У цьому випадку значення погонної згінної жорсткості стінки (на 1 м довжини стінки) відповідає величинам з каталогу виробника [74].

Так, для розглянутого перерізу сталеві шпунтової палі типу PU 32 це $I_r = 72320 \text{ см}^4$ (тобто 100% від максимально можливого значення).

У другій розрахунковій схемі розглядається умовна «подвійна» стінка, яка складається з двох паралельних рядів поодинокі сталевих шпунтових палі коритного профілю, причому обидва ряди зв'язані спеціальними сполучними стрижневими елементами (рис. 3.2). Згінна жорсткість кожного із двох рядів палі відповідає вищенаведеному випадку (а), тобто мінімальному значенню моменту інерції, а з урахуванням роботи сполучних стрижневих елементів погонна згінна жорсткість усієї стінки перебуває в інтервалі між значеннями, відповідними крайнім випадкам (а) і (б).

Відстань між рядами доцільно прийняти рівною реальній (для розглянутих шпунтових палі) відстані між нейтральними осями x' - x' рядів

стілки. Наприклад, для сталевих шпунтових паль типу PU 32 ця відстань $b=2 \cdot 149,4=298,8$ мм (або приблизно 0,3 м).

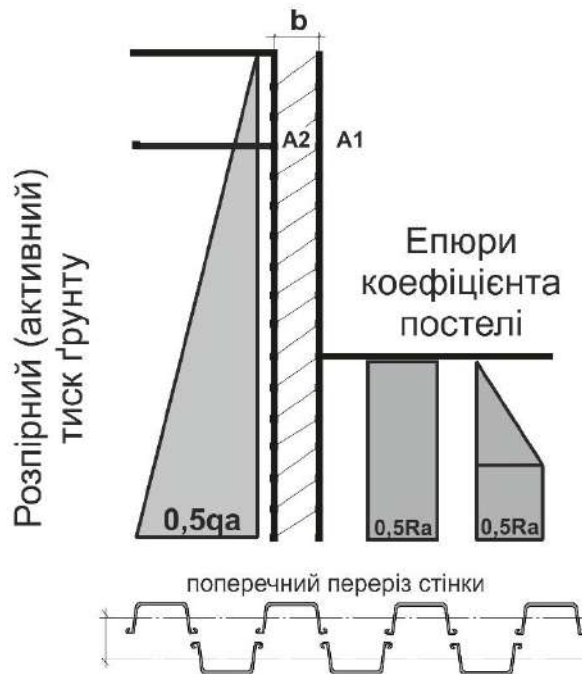


Рис. 3.2. Розрахункова схема заанкереного больверка у вигляді «подвійної» стінки з прикладенням навантаження від розпiрного (активного) бiчного тиску ґрунту і двома варіантами епюр коефіцієнта постелі ґрунту основи (постійної за глибиною та з ділянкою лінійного наростання)

Кожний ряд паль «подвійної» стінки сприймає навантаження від половини бiчного тиску ґрунту, що діє на шпунтову стінку відповідно до першої схеми. Аналогічний опір ґрунту основи перед кожним рядом паль становить половину реактивного тиску, відповідного першій схемі (в обох випадках це відображається відповідною епюрою коефіцієнта постелі, який змінюється з глибиною за тим або іншим законом як показано на рис. 3.1 і 3.2). По такому ж принципу визначається жорсткість анкерних опор для кожного з рядів паль «подвійної» стінки (у точках A1 і A2), яка становить половину жорсткості анкерної опори стінки по першій схемі (у точці A).

Жорсткісні параметри сполучних стрижневих елементів «подвійної» шпунтової стінки можуть бути визначені таким чином. Їх змінна жорсткість (EI , де E – модуль Юнга, а I – момент опору) не повинна впливати на величини і розподіл переміщень і зусиль у порівнянні зі звичайною стінкою по першій схемі (тобто параметр EI повинен бути близький до нуля). Їх жорсткість при осьовому розтяганні або стисканні (EF , де F – площа поперечного перерізу сполучного стрижневого елемента) повинна забезпечувати такі ж значення і розподіл переміщень і зусиль, як і у випадку звичайної стінки по першій схемі при граничних випадках (а), (б).

Викладені підходи дозволяють визначати і задавати жорсткісні параметри сполучних стрижневих елементів. Так, використовуючи порівняння з вищенаведеним випадком (а) звичайної стінки можна визначити мінімальне значення жорсткості EF сполучних стрижневих елементів, що відповідає 25% максимальної змінної жорсткості звичайної стінки. З порівняння ж з вищенаведеним випадком (б) звичайної стінки можна визначити максимальне значення жорсткості EF сполучних стрижневих елементів, що відповідає 100% максимальної змінної жорсткості звичайної стінки.

Нарешті, використовуючи експериментальні дані (наприклад, наведені в роботі [70] або отримані в експериментальному розділі даного дослідження) шляхом відповідної інтерпретації залежностей «переміщення - зусилля» можна застосувати реальні значення жорсткісних параметрів для введених у розгляд сполучних стрижневих елементів.

Таким чином, з'являється можливість для другої схеми шпунтової стінки (умовна «подвійна» стінка) вводити як вихідні дані розрахункові значення жорсткостей EF сполучних елементів, відповідні реальним силам тертя в замкових з'єднаннях і конкретним типам ґрунтів.

Розраховані параметри напружено-деформованого стану розглянутої умовної «подвійної» стінки (наприклад, бічні прогини стінки, згинальні

моменти, анкерна реакція тощо) можуть бути використані для розрахунку звичайної шпунтової стінки (схема 1). Для цього змінна жорсткість звичайної стінки корегується таким чином, щоб забезпечити в ній такі ж значення згаданих параметрів напружено-деформованого стану, як і в умовній «подвійній» стінці. Такий підхід, тобто використання реальних (експериментально визначених) значень і розподілу сил тертя в замкових з'єднаннях, дає можливість знайти проміжні значення змінної жорсткості шпунтової стінки в інтервалі двох граничних випадків [25% - 100%].

У застосованому розрахунковому апараті (стрижнева апроксимація методом кінцевих елементів) використана лінійна модель для пружної стадії навантаження стрижневих елементів.

При високому рівні осьових навантажень у деяких сполучних елементах (коли ці зусилля перевищують максимально можливий рівень, визначений в експериментах) може бути застосований ітераційний підхід. На кожній ітерації подібні «перевантажені» елементи виключають із роботи, а замість них у відповідних вузлах прикладають максимально припустимі сили відповідного напрямку. Альтернативою ітераційного підходу може бути застосування більш досконалої пружно-пластичної моделі, що описує поведінку розглянутих стрижневих елементів.

3.2. Чисельне моделювання роботи системи «причальна споруда – ґрунтове середовище»

Прийняті вище передумови розрахункової моделі впроваджені при чисельному моделюванні шпунтової стінки зі сталевих паль коритного профілю вищезгаданих типів.

Робота подібної споруди, виконаної з пакетів із подвійних шпунтин типу PU 32, як відзначалося вище, була частково досліджена раніше [70], у тому числі при лабораторному моделюванні завдання для умов піщаної ґрунтової основи.

Повномасштабні натурні і лабораторні експериментальні дослідження, виконані за участю автора цієї роботи, у яких враховані реальні взаємні переміщення шпунтових паль розглянутого типу в замкових з'єднаннях у різних ґрунтових умовах, розглянуто в розділі 2.

Зі згаданих відомих експериментів, а також на основі знову отриманих автором дослідним шляхом залежностей між силами тертя в замкових з'єднаннях і взаємними відносними переміщеннями останніх, отримані реальні значення жорсткісних параметрів (EF) сполучних стрижневих елементів, використовуваних для розрахунків умовної «подвійної» стінки.

Так, наприклад, для «сірого» піску (див. досліди [70]) експериментально встановлена згінна жорсткість замкового елемента (на 1 м довжини елемента уздовж його поздовжньої осі Z) становить $(EF)_{Z_{exp}}=125 \text{ MN}$. Якщо відстань уздовж осі Z між вузлами, що визначають початок і кінець сполучного елемента у введеній у розгляд у розрахунковій схемі умовної «подвійної» стінки, дорівнює одиниці довжини (тобто 1 м), то розрахункові значення (EF) для таких елементів можуть бути визначені як

$$(EF)=(EF)_{Z_{exp}}/\cos\alpha$$

де α - кут між віссю Z і віссю сполучного елемента.

З урахуванням кількості замкових з'єднань, що приходяться на одиницю довжини реальної шпунтової стінки зі сталевих шпунтових паль коритного профілю типу PU 32, одержуємо (наприклад, для умов взаємодії шпунтових паль із ґрунтовою основою з «сірого» піску): $(EF)=125 \cdot 2/(1,2 \cdot 0,3) = 69,444 \text{ MN}$.

При використанні в розрахунковій схемі умовної «подвійної» стінки сполучних стрижневих елементів з того ж матеріалу, що й шпунтові палі (тобто з модулем Юнга $E=200000 \text{ MN/m}^2$), площа поперечного перерізу такого сполучного елемента складе $F=0,00347 \text{ м}^2$ (умовний діаметр елемента становить приблизно 6 см).

Розрахунки по розробленій моделі виконувалися методом кінцевих елементів з використанням одномірних стрижневих елементів.

Чисельне моделювання проводилося для двох різних схем шпунтової стінки, які найбільше часто зустрічаються в практиці реального проектування, будівництва і технічної експлуатації портових гідротехнічних споруд, а саме:

- заанкерована стінка зі сталевих паль коритного профілю типу PU 32 (у розрахунках приймалися палі довжиною 21,0 м; глибина води біля причалу 13,0 м; глибина розташування анкерних кріплень 3,0 м від поверхні споруди), що характерно для морських портових причальних споруд
- консольна (без анкера) стінка з таких же шпунтових паль (довжина паль 13,0 м, глибина води біля причалу 6,25 м), що частіше зустрічається в річкових портових причальних спорудах.

Для урахування впливу ряду важливих, характерних для розглянутих конструкцій гідротехнічних споруд параметрів, були також промодельовані умови роботи шпунтових стінок у таких ситуаціях.

Вплив піддатливості анкерної системи споруди аналізувався на основі порівняння результатів чисельного моделювання для двох випадків. Перший випадок відповідав фіксованій точці кріплення анкера до стінки (задане нульове переміщення цієї точки), а другий - реальній (відповідній умовам роботи причальної споруди типу заанкерований больверк) жорсткості анкерного пристрою.

Вплив форми епюри коефіцієнта постелі розглядався при різних законах його зміни за глибиною ґрунтової основи (зокрема, при постійних значеннях коефіцієнта постелі і їх лінійному наростанні із глибиною).

При чисельному моделюванні роботи причальних споруд із урахуванням відзначених особливостей були розглянуті такі розрахункові випадки:

- А1: заанкерована шпунтова стінка з реальною жорсткістю анкерного пристрою (при постійних значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи)
- А2: те ж при змінюваних з глибиною значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи

- А3: заанкерована шпунтова стінка із зафіксованою від переміщень точкою кріплення анкера (при постійних значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи)
- А4: те ж при змінюваних із глибиною значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи
- А5: консольна шпунтова стінка при постійних значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи
- А6: те ж при змінюваних із глибиною значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи.

Для зручності аналізу результатів математичного моделювання розглянутих споруд і виконаних численних серій розрахунків при варіюванні вищезгаданих параметрів, уведемо такі умовні позначки розглянутих розрахункових схем шпунтової стінки:

- U32-25: схема звичайної шпунтової стінки зі сталевих шпунтових паль коритного профілю типу PU 32 зі змінною жорсткістю, що відповідає вільним (тертя в замках відсутнє) замковим з'єднанням (25% від максимальної змінної жорсткості – перший граничний випадок)
- U32-100: схема звичайної шпунтової стінки зі сталевих шпунтових паль коритного профілю типу PU 32 зі змінною жорсткістю, що відповідає зафіксованим (проковзування в замках відсутнє) замковим з'єднанням (100% від максимальної змінної жорсткості – другий граничний випадок)
- U32-X: схема умовної «подвійної» стінки зі сполучними елементами, жорсткість яких відповідає експериментальним даним для конкретних ґрунтових умов (наприклад, для «сірого» піску [70])
- U32-NN: схема звичайної шпунтової стінки зі змінною жорсткістю, відповідною напружено-деформованому стану споруди, визначеному в розрахунковому випадку U32-X (наприклад, розрахунковий випадок U32-35 відповідає розгляду шпунтової стінки зі змінною жорсткістю, що становить 35% від максимально можливої).

Основні результати чисельного моделювання роботи причальних споруд у вигляді сталевих шпунтових стінок наведені на графіках рис. 3.3 –

3.8 і в табл. 3.1. У більш докладному вигляді вони викладені в Додатку 2 (для визначення жорсткісних параметрів сполучних елементів використовувалися результати експериментальних досліджень і розробок [70 - 73]).

На рис. 3.3 - 3.8 представлені епюри дотичних зусиль у замкових з'єднаннях шпунтових паль [графіки (а)]; епюри горизонтальних переміщень шпунтової стінки [графіки (б)] і епюри згинальних моментів у шпунтовій стінці [графіки (в)]; на згаданих графіках епюри 1, 2 і 3 – результати, отримані для випадків відсутності тертя в замках (1), розвитку реальних сил тертя в замках (2) і повністю зафіксованих від взаємних переміщень замків (3) відповідно.

Як випливає з наведених даних, при розгляді заанкерованого больверка зі сталевих паль коритного профілю (розрахункові випадки А1 – А4) визначені розрахунками жорсткісні параметри шпунтової стінки, що відображають реальні залежності між силами тертя в замкових з'єднаннях і напружено-деформованим станом споруди, значно знижуються в порівнянні з їх максимально можливим (каталожним) значенням, призначуваним у припущенні відсутності взаємних зсувів шпунтових паль у замках, і варіюються в досить вузькому інтервалі 35-40% від згаданих максимальних значень.

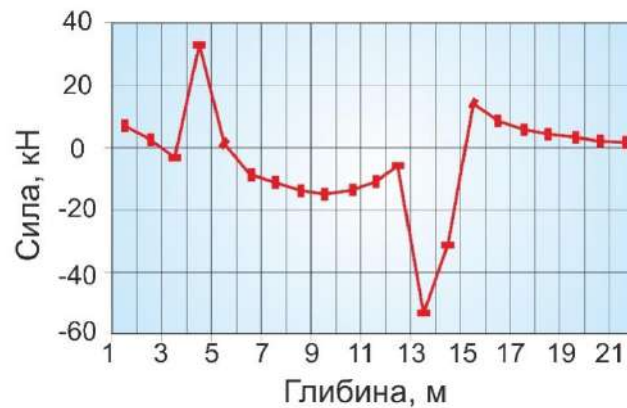
Урахування зміни коефіцієнта постелі за глибиною ґрунтової основи заанкерованого больверка (у порівнянні з випадком, коли цей коефіцієнт постійний за глибиною основи) приводить до збільшення визначених розрахунком жорсткісних параметрів шпунтової стінки (приблизно на 2%) незалежно від жорсткості/піддатливості анкерного пристрою.

Урахування реальної жорсткості/піддатливості анкерного пристрою (у порівнянні з випадком зафіксованої від бічних переміщень точки кріплення анкера до стінки) приводить до збільшення визначених розрахунком жорсткісних параметрів шпунтової стінки (приблизно на 3%) незалежно від характеру епюри коефіцієнта постелі.

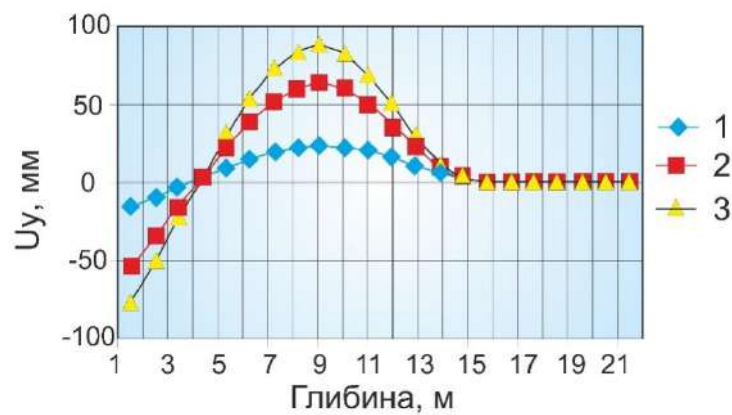
Стінка з анкером													
A1	87	302	141	23	356	152	64	246	155	63	309	144	35
A2	119	359	153	34	443	169	90	302	171	88	374	155	37
A3	86	319	130	22	361	141	43	202		44	323	133	38
A4	117	360	142	33	447	158	77	100		76	391	145	40
Консольна стінка													
A5	81	171		25	172		63	28		64	173		32
A6	130	199		47	227		103	157		103	204		34

Примітка: параметр NN характеризує шуканий реальний ступінь зниження (у відсотках) значень погонних жорсткісних характеристик шпунтової стінки в порівнянні з каталожними (тобто 100%) значеннями, що представляються компанією-виробником.

а)



б)



в)

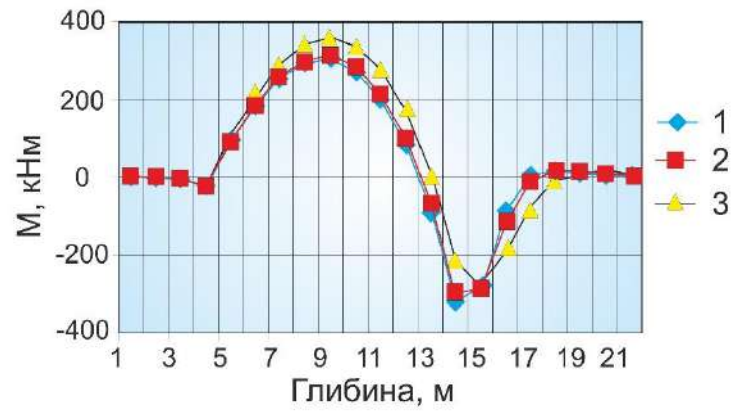
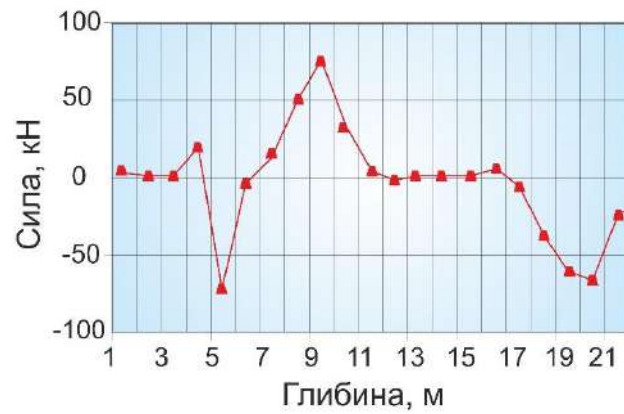
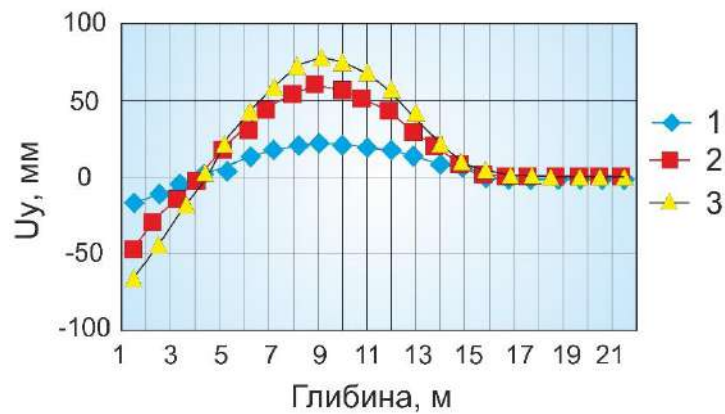


Рис. 3.3. Результати чисельного моделювання роботи заанкерованої шпунтової стінки з реальною жорсткістю анкерного пристрою (при постійних значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи)

а)



б)



в)

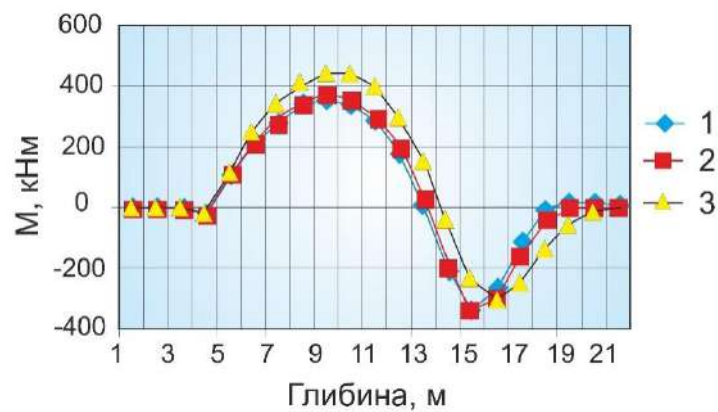
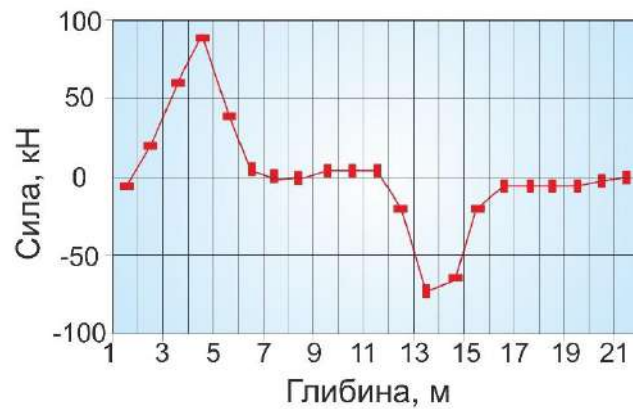
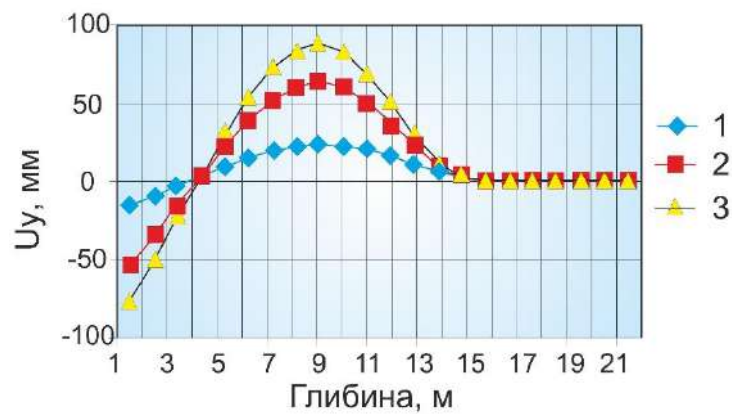


Рис. 3.4. Результати чисельного моделювання роботи заанкерованої шпунтової стінки з реальною жорсткістю анкерного пристрою (при змінюваних із глибиною значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи)

а)



б)



в)

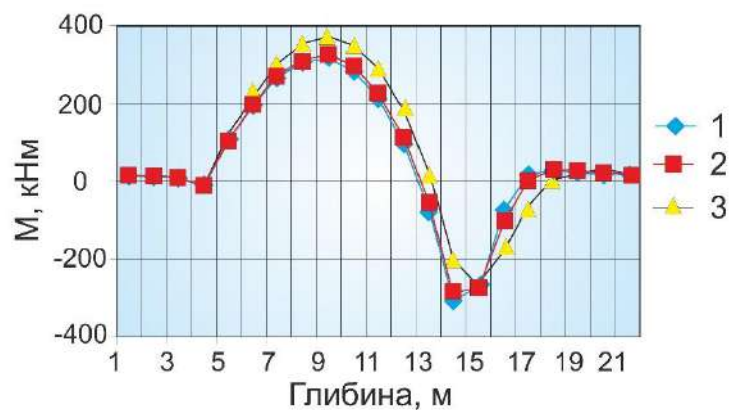
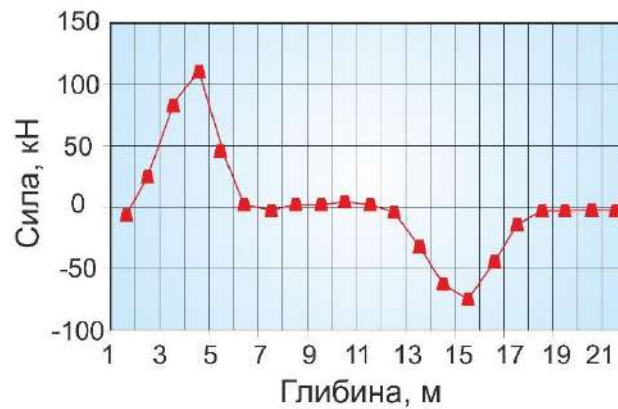
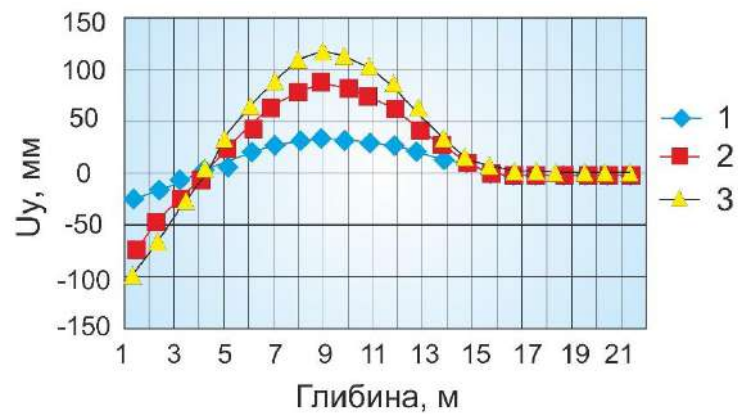


Рис. 3.5. Результати чисельного моделювання роботи заанкереної шпунтової стінки із зафіксованою від переміщень точкою кріплення анкера (при постійних значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи)

а)



б)



в)

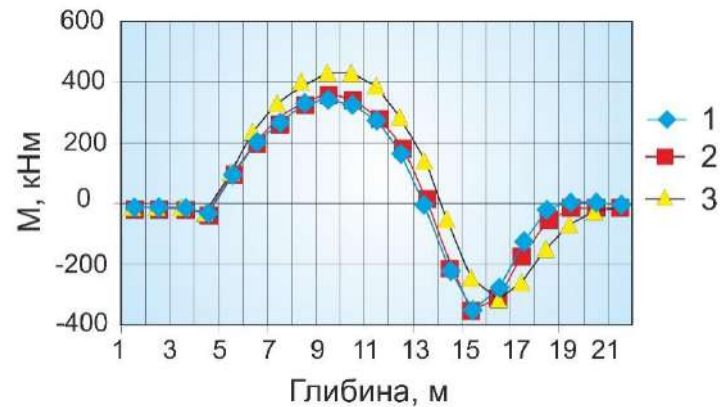
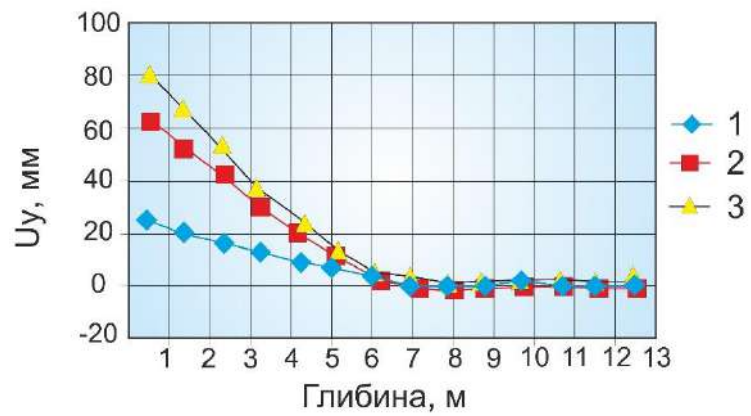


Рис. 3.6. Результати чисельного моделювання роботи заанкерованої шпунтової стінки із зафіксованою від переміщень точкою кріплення анкера (при змінюваних із глибиною значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи).

а)



б)



в)

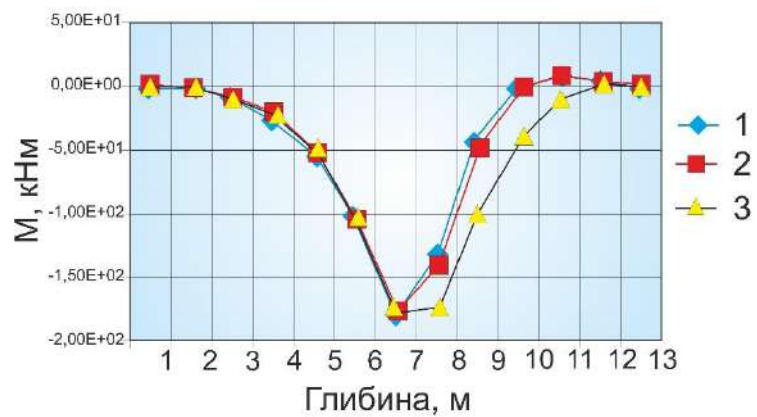
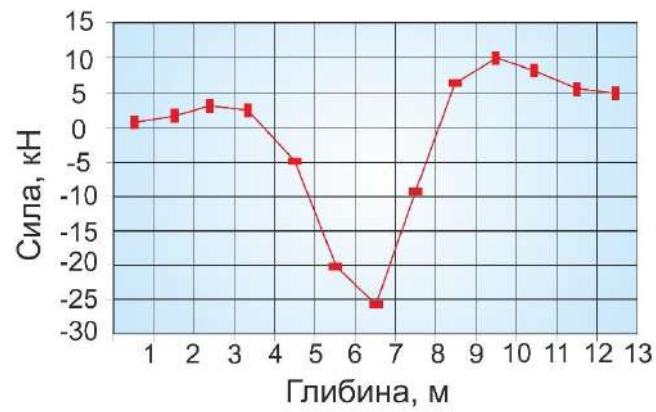
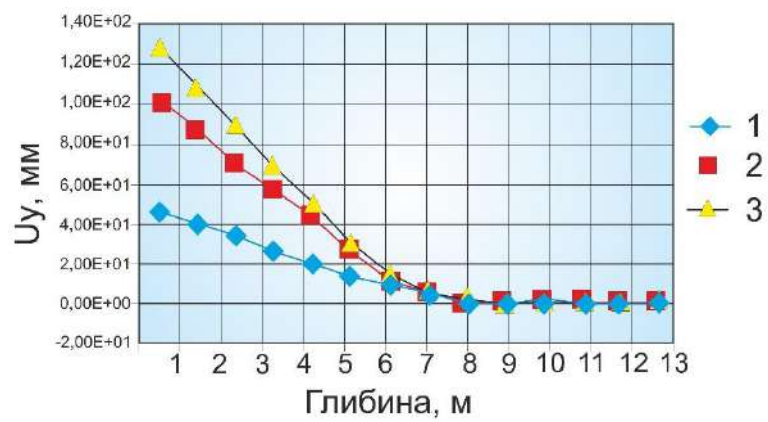


Рис. 3.7. Результати чисельного моделювання роботи консольної шпунтової стінки при постійних значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи:

а)



б)



в)

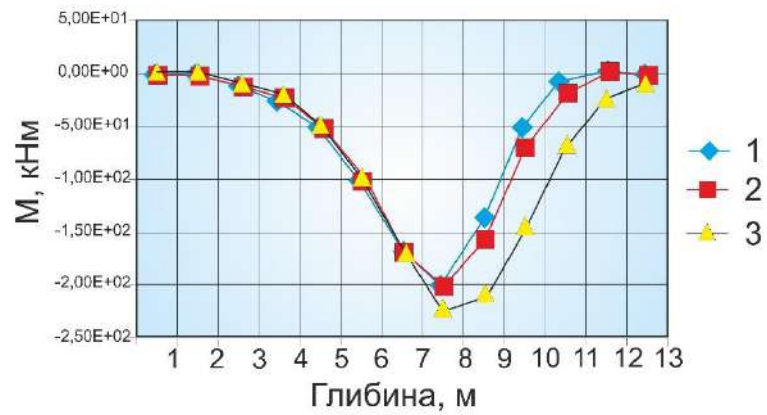


Рис. 3.8. Результати чисельного моделювання роботи консольної шпунтової стінки при змінюваних із глибиною значеннях коефіцієнта постелі однорідної ґрунтової основи.

Висновки за розділом 3

На підставі отриманих результатів можна зробити такі висновки:

1. Стандартні (з каталогів виробників сталевих шпунтових паль) значення геометричних характеристик (погонні моменти інерції та, відповідно, погонні згінні жорсткості) шпунтових стінок при використанні поодиноких паль коритного профілю можуть виявитися суттєво завищеними. Це супроводжує ті випадки, коли не повністю забезпечена спільна робота шпунтових паль (тобто коли існує можливість взаємних відносних переміщень шпунтин у замкових з'єднаннях). Відповідно в цій ситуації бічні прогини стінок суттєво занижені. У гірших (з погляду роботи споруди на вигин) із розглянутих випадків реальна згінна жорсткість стінки, яка складається зі шпунтових паль типу PU 32, може зменшитися до 32% від максимального (за каталогом) значення цього параметра.

2. Урахування піддатливості анкерної системи споруди для заанкерованих больверків (у порівнянні з зафіксованою від бічних переміщень точкою кріплення анкера до стінки) приводить до коригування параметрів напружено-деформованого стану больверка в розглянутих випадках приблизно 3%.

3. Урахування зміни значень коефіцієнта постелі за глибиною ґрунтової основи перед шпунтовою стінкою (у порівнянні з випадком його постійних значень) приводить до коригування параметрів напружено-деформованого стану больверка в розглянутих випадках приблизно 2%.

4. Аналіз викладених результатів дозволяє рекомендувати (незалежно від характеру епюри коефіцієнта постелі для будь-якого больверка та піддатливості анкерної системи заанкерованого больверка, що враховуються при розрахунках і проектуванні споруди) здійснення одного із двох підходів:

- забезпечення при будівництві/реконструкції/модернізації/ремонті воднотранспортних споруд типу «большерк» закріплення шпунтових паль між собою таким чином, щоб виключити (або суттєво знизити) виявлений значний вплив взаємних зсувів шпунтових паль у замкових з'єднаннях [крім традиційно застосовуваних і раніше згаданих методів обтиску замків або їх зварювання, можуть бути рекомендовані методи, розглянуті в розділі 4 цього дослідження]
- урахування реалізованих при експлуатації споруд жорсткісних характеристик большерка зі сталевих шпунтових паль коритного профілю (знижених у порівнянні з каталожними значеннями і визначених за запропонованою нами методикою) і відповідних їм параметрів напружено-деформованого стану споруди при остаточному виборі проектного профілю шпунтових паль.

Очевидно, що вибір для реалізації того або іншого з викладених підходів буде залежати від їх економічних показників (вартості відповідних шпунтових профілів, а також витрат на недопущення взаємних зсувів шпунтових паль у замкових з'єднаннях).

РОЗДІЛ 4

УДОСКОНАЛЮВАННЯ КОНСТРУКТОРСЬКО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ШПУНТОВИХ СТІНОК З ПАЛЬ КОРИТНОГО ПРОФІЛЮ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ЯКОСТЕЙ ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД

4.1. Необхідність удосконалювання больверків із шпунтових палей коритного профілю

Як відзначалося вище, недоліком традиційних конструкцій портових причальних споруд зі сталевих палей коритного профілю є можливість взаємних переміщень сусідніх шпунтових палей причальної стінки в їх замкових з'єднаннях в стадії експлуатації споруди внаслідок дефіциту сил тертя в замках. Це може відбуватися, наприклад, при згинанні стінки при сприйнятті розпірного тиску ґрунту зворотної засипки (особливо в зоні максимальних горизонтальних прогинів стінки).

Внаслідок цього й за рахунок розташування замкових з'єднань шпунтових палей коритного профілю на нейтральній осі стінки (або поблизу її) реальні значення основних геометричних характеристик перерізу стінки, що впливають на жорсткісні параметри споруди, тобто моменту інерції й моменту опору, можуть суттєво відрізнятися від каталожних значень, що знижує надійність експлуатованої споруди.

Значення геометричних характеристик причальної стінки, що приводяться в каталогах виробників шпунтових палей і використовуються проектувальниками і будівельниками, визначені із розрахунку того, що шпунтові палі у замкових з'єднаннях не зміщуються. У цих значеннях не враховані можливі взаємні переміщення палей у замках. Згадані конструкції (чолова й анкерна стінки зі сталевих шпунтових палей коритного профілю) показані на рис. 4.1 і 4.2.



Рис. 4.1. Чолова стінка причалу типу «больверк» зі сталевих шпунтових паль коритного профілю



Рис. 4.2. Анкерна стінка причалу типу «больверк» зі сталевих шпунтових паль коритного профілю

Щоб уникнути виникнення зазначеної ситуації фірмами – виробниками сталевого прокатного шпунта рекомендується використання декількох підходів.

У заводських умовах при виготовленні шпунтових паль палі можуть бути об'єднані в пакети по 2-3 шпунтини із з'єднанням паль між собою в замкових з'єднаннях обтисканням або зварюванням (рис. 4.3).



Рис. 4.3. Пакет із двох сталевих шпунтин коритного профілю, з'єднаних у замках обтисканням у заводських умовах

На стадії виконання робіт з будівництва або реконструкції (ремонту, зміцнення тощо) шпунтових стінок рекомендується робити зварювання замків сусідніх палей. Такий підхід стосовно до причальних споруд викликає значні труднощі при виконанні зварювальних робіт, обумовлюючи їх істотну трудомісткість і високу вартість (особливо в підводних умовах або в зоні змінного горизонту води).

У зв'язку з викладеним у цьому розділі представлені деякі розроблені нами нові конструкторсько-технологічні рішення. Вони спрямовані на створення надійної та економічної конструкції причальної споруди, що включає з'єднані замками сталеві шпунтові палі коритного профілю.

4.2. Застосування конструктивних елементів, що поліпшують спільну роботу шпунтових палей коритного профілю

Відповідно до цього рішення причальна стінка обладнана із зовнішньої та внутрішньої сторін розподіленими уздовж неї та по висоті споруди ярусами жорстких накладок, що з'єднують полиці двох або більш

паль. При цьому накладки з'єднують полиці тільки тих паль, які розташовані по одну сторону від нейтральної осі споруди, а розташування ярусів накладок по висоті стінки відповідає зонам її максимальних прогинів. Роль накладок полягає в забезпеченні відсутності взаємних поздовжніх зсувів сусідніх паль, оскільки виключається можливість їх проковзування в замкових з'єднаннях при недостатніх силах тертя в замках. Завдяки такому підходу забезпечується жорстке з'єднання шпунтових паль, за рахунок чого підвищується надійність експлуатації споруди й економічність її конструкції.

На рис. 4.4 представлений переріз у горизонтальній площині конструкції запропонованої причальної споруди на рівні одного з ярусів розташування жорстких накладок; на рис. 4.5 - поперечний розріз стінки у вертикальній площині і фрагмент фасаду споруди.

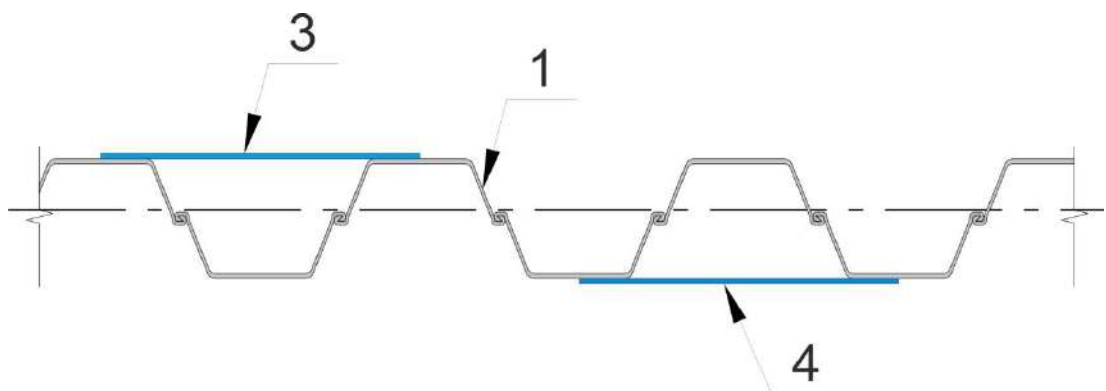


Рис. 4.4. План шпунтової стінки

Причальна набережна (рис. 4.4) включає сталеві шпунтові палі коритного профілю 1, заглиблені в ґрунт основи методом «замок у замок» (замки шпунтових паль розташовані на нейтральній осі стінки), за якими знаходиться матеріал зворотної засипки 2. Уздовж споруди ярусами до полиць паль по обидва боки стінки приварені жорсткі накладки (наприклад, зі сталевих листів) 3 і 4. Можливі деформації підпірної стінки під дією розпирного тиску ґрунту зворотної засипки показані пунктиром 5.

Причал типу «большерк» зі сталевих шпунтових паль 1 працює так: чолова стінка, під впливом розпирного тиску ґрунту зворотної засипки, згинається як консольна балка, закріплена нижнім кінцем у ґрунт дна, у результаті дії розпирного тиску ґрунту засипки 2 стінка 1 буде згинатися і її пружна вісь прийме вид 5. При цьому, завдяки жорсткості накладок, сусідні палі не будуть проковзувати одна щодо одної в замкових з'єднаннях, забезпечуючи тим самим максимальні (каталожні) значення жорсткісних і геометричних характеристик поперечного перерізу причальної споруди.

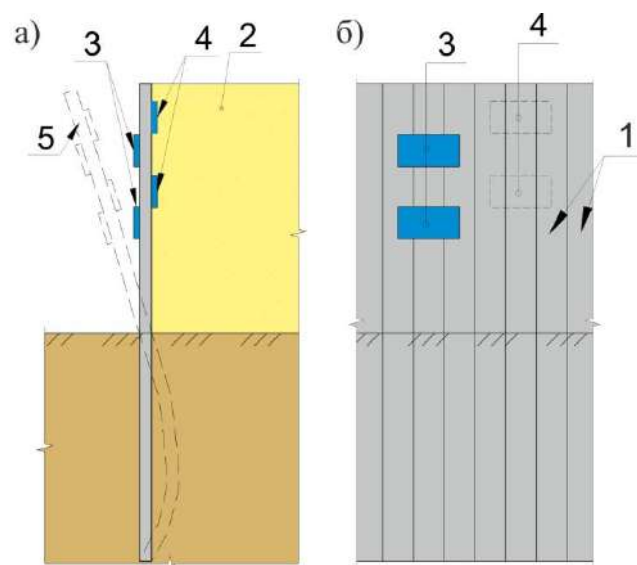


Рис. 4.5. Поперечний розріз (а) і фрагмент фасаду большерка (б)

4.3. Удосконалювання технологічних рішень для шпунтових стінок з палі коритного профілю

Відповідно до запропонованого рішення у вертикальній площині, що проходить через нейтральну вісь стінки й замкові з'єднання паль, шпунтові палі розміщені з нахилом щодо вертикалі. Завдяки цьому забезпечується збільшення сил тертя в замках паль, що перешкоджають взаємному переміщенню шпунтових паль у замках; у результаті цього збільшується

ступінь роботи споруди як суцільної конструкції, її жорсткість, надійність і економічність.

Рішення поставленої задачі забезпечується тим, що кожна наступна паля шпунтової стінки розташована над замковим з'єднанням з попередньою палею. Таке розміщення шпунтових паль у складі причальної стінки дозволяє передати частину ваги палі, що лежить вище, на її замкове з'єднання з тою, що лежить нижче, і збільшити тим самим сили тертя в замку, що перешкоджають взаємному переміщенню шпунтових паль у замках.

На рис. 4.6 представлений план конструкції шпунтової стінки, на рис. 4.7 - поздовжній розріз конструкції, а на рис. 4.8 графічно показана дія шпунтини, що лежить вище, на замкове з'єднання з палею, що лежить нижче.

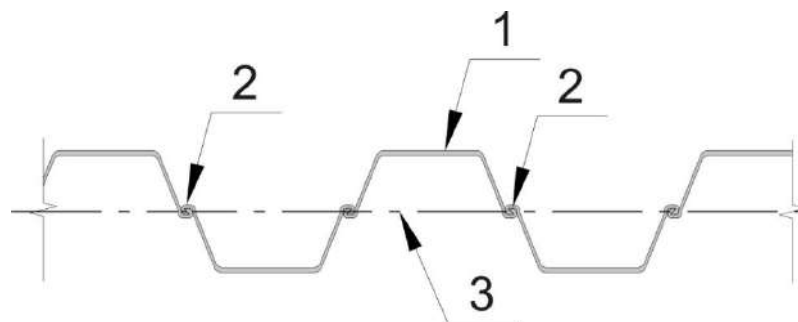


Рис. 4.6. Фрагмент плану шпунтової стінки

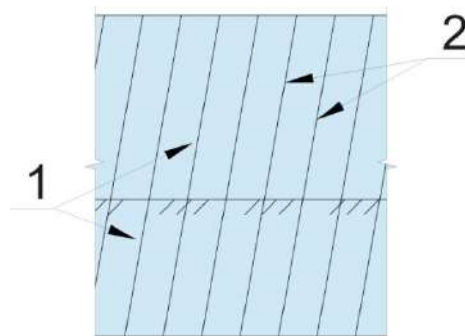


Рис. 4.7. Фрагмент поздовжнього розрізу шпунтової стінки

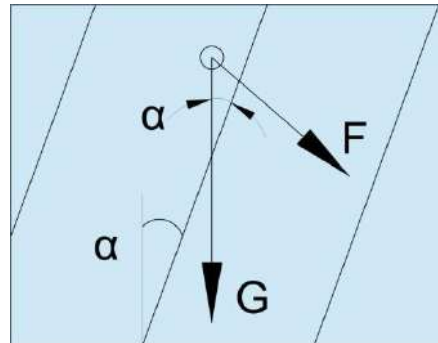


Рис. 4.8. Схема дії шпунтини, що лежить вище, на замкове з'єднання з шпунтовою палею, що лежить нижче

Споруда (рис. 4.6, 4.7) включає сталеві шпунтові палі 1, які розташовані в ґрунті основи, при цьому замки шпунтових палей 2 знаходяться на нейтральній осі 3, палі розташовані з нахилом щодо вертикалі.

Сила дії палі, що лежить вище, на замок палі, що лежить нижче, відповідно до рис. 4.8 визначається по формулі:

$$F = G \sin \alpha \quad (4.1)$$

де G – рівнодійна сили ваги від шпунтини, що лежить вище;

α – кут нахилу шпунтин до вертикалі.

Сила F , нормальна до осі замкового з'єднання, збільшує силу тертя, що виникає при відносних переміщеннях суміжних шпунтин у замку й перешкоджає проковзуванню в замку однієї палі щодо іншої. Відповідне збільшення сили тертя в замковому з'єднанні Δf , обумовлене дією сили F , складе:

$$\Delta f = F k_t \quad (4.2)$$

де k_t – коефіцієнт тертя в замковому з'єднанні шпунтових паль, який визначається експериментально для конкретних ґрунтових умов, у яких проводиться улаштування та експлуатація шпунтової стінки (див., наприклад, розділ 2 цього дослідження).

З погляду кількісної оцінки впливу сили F на зростання сил тертя в замковому з'єднанні шпунтових паль можна відзначити таке. Теоретично максимальне значення цієї сили при фіксованій вазі шпунтової палі G відповідно до формули (4.1) відповідає куту $\alpha = 90^\circ$, тобто при горизонтальному розташуванні шпунтових паль, що, явно, не відповідає конструктивній ідеї причальної споруди типу «большерк».

Реальним обмеженням величини кута α є технічні параметри обладнання і пристроїв, які застосовуються для заглиблення шпунтових паль при будівництві, реконструкції, ремонті або зміцненні розглянутих споруд. Мова йде, наприклад, про молоти ударної дії (дизельні, гідравлічні), вдавлювальні пристрої (статичні, гідравлічні) або віброзаглиблювачі (електричні, гідравлічні), які можуть або прикріплюватися до голів паль, які заглиблюють, або переміщатися по напрямних стрілах (щоглах). В останньому випадку кут нахилу стріли копра в сторони може становити 4-5°.

При величині рівнодійної сили ваги шпунтини стандартного типу, що лежить вище, (наприклад, PU 32 виробництва ArcelorMittal) порядку $G = 30$ кН і коефіцієнті тертя $k_t = 0,65$ застосування формул (4.1) і (4.2) дозволяє визначити збільшення сили тертя в замковому з'єднанні суміжних паль $\Delta_f = 2,67$ кН.

Висновки за розділом 4

1. Представлені в цьому розділі нові конструкторсько-технологічні рішення розроблені на основі досить простих і невитратних підходів:

- постачання пар або груп паль, однаково орієнтованих щодо нейтральної осі шпунтової стінки об'єднувальними накладками
- забезпечення нахилу шпунтових паль щодо вертикалі в поздовжньому напрямку причалу.

2. Запропоновані рішення забезпечують:

- більш надійну взаємодію суміжних шпунтових паль у складі причальної споруди типу «большверк»;
- наближення реальних значень геометричних характеристик шпунтових стінок (моменту інерції, моменту опору) до їх каталожних значень, пропонованих виробниками сталевих прокатних шпунтових паль;
- підвищення якості й ефективності проектних рішень;
- зниження витрат при технічній експлуатації водотransпортних споруд.

ВИСНОВКИ

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

1. Проведені повномасштабні експериментальні дослідження (як в натурних, так і в лабораторних умовах) взаємодії шпунтових паль коритного профілю з урахуванням впливу ґрунтового середовища; визначені залежності сил тертя в замкових з'єднаннях шпунтових паль від відносних взаємних переміщень останніх.

2. Розроблено нові методи розрахунку експлуатаційних параметрів водотранспортних споруд типу «больверк» з шпунтових паль коритного профілю, що враховують експериментально певні особливості взаємодії паль в їх замкових з'єднаннях.

3. Проведено чисельне моделювання роботи водотранспортних споруд типу «больверк» з шпунтових паль коритного профілю; визначені їх експлуатаційні параметри і уточнено напружено-деформований стан компонентів системи «споруда - ґрунтова середовище», що відображає реальні умови їх взаємодії.

4. Розроблено інноваційні конструкторсько-технологічні рішення шпунтових стінок, що підвищують експлуатаційні параметри споруди, а також ефективність застосування паль коритного профілю при будівництві та технічної експлуатації (ремонті, реконструкції, модернізації) причалів морських і річкових портів, стінок камер шлюзів, сухих доків, судноплавних каналів та інших водотранспортних 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. №10 – 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. – №4 – 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 // Труды ЛИЭИ. Вып.50: 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. Флорин В.А. Основы механики грунтов. / В.А. Флорин // М. - Л.: Госстройиздат, т.1, – 1959. – 357 с.; т. II, – 1961. – 543 с.
8. Фрелих О. К. Распределение давления в грунте. / О. К. Фрелих // М.: Изд-во Наркомхоза РСФСР, – 1938. – 188 с.
9. Клейн Г. К. Строительная механика сыпучих тел. / Г. К. Клейн // М.: Стройиздат, – 1977. – 275 с.

10. 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.
11. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. / В.В. Соколовский // - М.: Наука, – 1990.– 272 с.
12. Малышев В.М. Распределение напряжений и деформаций в нелинейно-деформируемом основании, нагруженном сосредоточенной силой. / В.М. Малышев // Основания, Фундаменты и механика грунтов, – 1963, – №3. – С.7-10.
13. Зарецкий Ю. К. Лекции по современной механике грунтов. / Ю. К. Зарецкий // Ростов н/Д, Изд-во Ростовского университета, 1989. 608 с.
14. Каудерер Г. Нелинейная механика. / Г.Каудерер // М.: Изд-во иностранной литературы. – 1961. – 117с.
15. Ковтун В.В. Нелинейные методы расчета обратных засыпок причальных сооружений с учетом эксплуатационных факторов. / В.В. Ковтун // Дисс...докт. техн. наук. - Хмельницкий: ЗГИ, – 1989. – 321 с.
16. 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.
17. 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, – №1. – С. 3-5.
18. Бугров А.К. О давлении несвязного грунта на жесткую стенку с учетом ее перемещения. / А.К. Бугров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972, – №5. – С. 5-8.
19. Киселев В. А. Балки и рамы на упругом основании. / В.А. Киселев // М. -Л.: Госстройиздат, – 1938. – 228 с.

20. Коренев Б. Г. Вопросы расчета балок и плит на упругом основании. / Б.Г. Коренев // М.: Госстройиздат, – 1954. – 232с.
21. Крылов А.И. О расчете балок, лежащих на упругом основании. /А.И. Крылов // Л.: Изд-во АН СССР, – 1931. – 154 с.
22. Филоненко-Бородич М. М. Простейшая модель упругого основания, способная распределить нагрузку/ М.М. Филоненко-Бородич // Труды МЭМИИТ, – 1945. – вып.53. – С.14-18.
23. Дембицкий Э. Избранные проблемы фундаментостроения гидротехнических сооружений. / Э. Дембицкий, А. Тейхман // Пер. с польского. - М.: Транспорт, – 1981.– 352 с.
24. Соколовский В.В. Теория пластичности. / В.В. Соколовский // - М.: Гостехориздат. – 1950. – 243 с.
25. Голушкевич С. С. Статика предельных состояний грунтовых масс. / С. С. Голушкевич // М.: Гостехиздат. – 1955.– 272 с.
26. Давиденков Н.Н. О давлении земли на подпорные стенки./Н.Н. Давиденков //Известия научно-мелиоративного института. – вып.27, – 1927. – С.68-77.
27. Пузыревский Н.П. Фундаменты. / Н.П. Пузыревский // Госстройиздат. – 1934. – 120 с.
28. Яропольский И.В. Лабораторные исследования давления песка на стенку. / И.В. Яропольский // Тр. / ЛИИВТ. – Вып. 2. – 1933.
29. Яковлев П.И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений. / П. И. Яковлев //М.: Транспорт, – 1986. – 191 с.
30. Гришин В.А. Нелинейные модели конструкций, взаимодействующих с грунтовой средой. /В.А. Гришин, В.С. Дорофеев // – Одесса: Внешреклам-сервис, – 2006. – 242 с.
31. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики. / С. Ф. Клованич //Библиотека журнала «Світ геотехніки», – 9 выпуск, 3.: ООО «ИПО «Запорожье», – 2009, – 400 с.

32. Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на подпорную стенку с учетом кинематики сооружения. / М. П. Дубровский // Основания, фундаменты и механика грунтов, – 1994, – № 2. – С.5-8.
33. Дубровский М. П. Морская гидротехника и геотехника. Прикладные и фундаментальные исследования. / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер // (монография). „Друк”, Одесса. – 2004. – 163 с.
34. Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на заглубленные фундаменты и подпорные стенки в упругопластической постановке. / М.П. Дубровский, Ж. Ассаф // 7 Проблемы свайного фундаментостроения. Труды III Международной конференции. Часть I. Пермь, – 1992. – С. 19-24.
35. Дубровский М.П. Исследование напряженно-деформированного состояния системы «грунтовая среда - сооружение» с учетом кинематических факторов и смешанного напряженного состояния. Збірник наукових праць (галузеve машинобудування, будівництво) / М.П. Дубровский, Н.Н. Хонелия // Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – Вип. 12. Полтава, – 2003. – С. 70-75
36. Школа А.В. Инженерная диагностика портовых гидротехнических сооружений. / А.В. Школа // Одесса, «Рекламсервис», – 2011. – 304 с.
37. Школа А. В., Петросян В.Н. Характеристика видов износа, повреждений и резервов прочности причальных сооружений // Техническая эксплуатация морских портовых сооружений : Сб. научных трудов / М.: – 1987. - / Союзморниипроект. – С. 95-98
38. Школа А.В. Вопросы практической диагностики причальных сооружений Черноморско-Азовского бассейна. / А.В. Школа, П.И. Яковлев, В.Н. Петросян // Тезисы докладов научно- производственного семинара "Проблемы обследования, испытания, усиления и реконструкции сооружений" Даугавпилс – 1989. – С.27-29

39. Варгин М.Н. Исследование зависимости давления водонасыщенного грунта от смещений подпорной стенки. / М.Н. Варгин // Гидротехническое строительство, – 1968, – №12. – С.11-14.
40. Школа А.В. Несущая способность оснований и боковое давление грунтов, анизотропных по сопротивлению сдвигу. / А.В. Школа // Учебное пособие.- М.: "Мортехинформреклама", – 1991. – 52 с.
41. Дубровский М.П. Перспективы развития причального фронта украинских портов. / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян //«Судоходство», Международный информационно-аналитический журнал, – №7-8, – 2000. – С.58-59.
42. Петросян В.Н. Развитие причального фронта морских портов. Современный мировой опыт. / В.Н. Петросян, М.П. Дубровский // «Судоходство», Международный информационно-аналитический журнал, – №10, – 2000. – С.28-29.
43. Дубровский М.П. Перспективы технического развития причального фронта морских портов на основе современных конструкторско-технологических решений. / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // Пятая Международная Конференция «Транспортные перевозки в странах СНГ, Балтии, Европы», Одесса, – 2000. – С.112-115
44. Яковлев П.И. Расчет активного и пассивного давления грунта на пологие стенки на основе технической теории предельного напряженного состояния. / П. И. Яковлев, В.Н. Петросян, В.В. Супцарел, Н.П. Ходько, В.М. Карпюк //Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – випуск №5, – 2001, – С.141-154
45. Дубровский М.П. Современные конструкторско-технологические решения как основа развития и совершенствования причального фронта Украины./ М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян// Вісник Одеського державного морського університету, – 2001, – С.126-133.

46. Дубровский М.П. Возможности шпунтовых свай в портовой гидротехнике. / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», – №2, – 2004. – С.64-65
47. Дубровский М. П. Вторая жизнь причалов. / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян, В.Е. Калюжная // «Порты Украины», – №3, – 2007. – С.62-63.
48. Дубровский М.П. Исследование особенностей взаимодействия стальных шпунтовых свай с грунтовой средой при технической эксплуатации, реконструкции и ремонте воднотранспортных сооружений. / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян, Д.К. Бойчук, Н.Г. Мещеряков // Вісник Одеського державного морського університету, – 2010, – С.69-80.
49. Дубровский М.П. Проблемы и перспективы строительства, реконструкции и модернизации глубоководных портовых причальных сооружений. / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян, Д.К. Бойчук, К.В. Петросян, Е.А. Тертычная //Материалы Восьмой международной транспортной конференции «Интер-транспорт». Одесса, – 2009. – С. 220 – 224.
50. Дубровский М. П. Инновационные решения для развития причального фронта и шельфовых сооружений Черноморско-Азовского бассейна. / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян, В.В. Литвиненко, К.В. Петросян, Е.А. Тертычная //Материалы Девятой международной транспортной конференции «Интер-транспорт». Одесса, – 2010. – С. 297 – 298.
51. Дубровский М.П. Эффективные технологии при использовании шпунтовых свай в портовом строительстве. / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян //Порты Украины, – №6, – 2005. – С.26-28.
52. Петросян В.Н. Анализ основных характеристик эксплуатируемого причального фронта портов Азово-Черноморского бассейна. // Научно-технические проблемы эксплуатационной надежности портовых сооружений / В. Н. Петросян //Союзморниипроект. М.: Транспорт, – 1988. – С. 101-107

53. РД 31.31.27-81. Руководство по проектированию морских причальных сооружений. М.: В/О "Мортехинформреклама", – 1984. – 400 с.
54. СНиП 2.06.01 - 86. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. / Госстрой СССР. М.: Госстроя СССР, – 1987. – 32 с.
55. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений, / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, – 1988. – 48 с.
56. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. / Госстрой СССР. М.: Стройиздат, – 1985. – 40 с.
57. СНиП 2.06.07-87. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, – 1987. – 40 с.
58. СНиП 2.02.03-85. Свайные Фундаменты. / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, – 1986. – 48 с.
59. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Мінрегіонбуд України, Київ, – 2006. – 75 с.
60. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Мінрегіонбуд України, Київ, – 2009. – 104 с.
61. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Міністерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины, Киев, – 2009. – 49 с.
62. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины. Киев, – 2006. – 50 с.
63. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення. Мінрегіонбуд України, Київ, – 2010. – 37 с.
64. Symons I. F. et al. Behavior of a temporary anchored sheet pile wall on A1(M) at Hatfield. / I. F. Symons //Department of the Environment, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, – 1987, – Research Report 99.

65. McNulty T.A. The behaviour of a ground anchor supporting a sheet-piled wall in granular soil./ T. A. McNulty, J. A. Little // Proc. 1st Int. Con/, on Foundations and Tunnels, London, – 1987, – № 2, – p.107-111.
66. Little J.A. Evaluation of instrumentation for bending strain on Larssen sheet piling. / J. A. Little, S. G. Williams // Proc. 2nd Int. Conf. on Foundation sand Tunnels, – 1989, – № 2, – p.17-23.
67. Lohmeyer E. Discussion to 'Analysis of sheet pile bulkheads' by P. Baumann. / E. Lohmeyer //Proc. Am. Soc. Civ. Engrs, – 1934, 61, – No. 3, p.347-355.
68. British Steel Corporation. Piling handbook. British Steel Corporation, Cleveland, – 1984.
69. British Standards Institution. British standard code of practice for foundations. BSI, London, – 1986, BS 8004.
70. Juaristi E. Influence of Interlock Friction on the Flexural Stiffness of a Double U Steel Sheet Pile Wall. / E. Juaristi. // Technical Report. Industrial Technologies Laboratory. Luxembourg, Henri Tudor Public Research Centre, – 1998.
71. Doubrovsky M. Modelling of the Behaviour of a Single U-Sheet Pile Wall Taking in Account the Frictions in the Interlocks. / M. Doubrovsky // Technical Report. Industrial Technologies Laboratory. Henri Tudor Public Research Centre. Luxembourg / Odessa National Maritime University, Ukraine, – 1999.
72. Дубровский М.П. Натурные экспериментальные исследования погружения шпунтовых свай вдавливанием/ М.П. Дубровский Г.Н. Мещеряков, В.Н. Петросян // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник «Механіка ґрунтів та фундаментобудування», випуск 75, книга 2, Київ, НДІБК, – 2011 – С. 338-344.
73. Дубровский М.П. Крупномасштабные лабораторные исследования взаимодействия замковых соединений шпунтовых свай с грунтовой средой. /М.П. Дубровский, Г.Н. Мещеряков, В.Н. Петросян //Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник «Механіка ґрунтів та фундаментобудування», випуск 75, книга 2, Київ, НДІБК, – 2011. – С. 113-119.

74. Steel Foundation Solutions for Projects. Steel Sheet Piling. General Catalogue. ArcelorMittal. – 2009 – 49 pp.
75. Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways. EAU 2004. 8th Edition. Ernst & Sohn. – 2006 – 636 pp.
76. Hoesch-Stahlspundwände. ThyssenKrupp Gft Bautechnik. – 2007. – 35 pp.
77. Yakovlev P. Lateral pressure from reverse contact friction forces/ P. Yakovlev, M. Poizner, M. Doubrovsky, V. Petrosyan // The Interplay between Geotechnical Engineering and Engineering Geology. Proceedings of the Eleventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Copenhagen– 28 May - 1 June 1995- XIECSMFE, Volume 6, Numeral Modeling and information technology/– pages 233-238.
78. Doubrovsky M. Modern tendencies in development and reconstruction of deep water quay walls in Ukrainian Black Sea ports. / M. Doubrovsky, A. Belakrouf, S. Gabi, V. Petrosyan, K. Petrosyan, V. Oganessian, E. Tertychnaya, Y. Artemiev //Материалы Десятой международной транспортной конференции «Интер-транспорт». Одесса, – 2011. – С. 306-311
79. Eurocode 7. Part 1. Geotechnical Design, General Rules.4-th Version. European Committee for Standardization, – 1993. – 114 p.
80. ROM 0.2-90. Actions In the design of maritime and harbor works. Maritime works recommendations. Madrid, – 1990. – 266 p.

ДОДАТОК А
ІЛЮСТРАТИВНІ МАТЕРІАЛИ ДО ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ
ДОСЛІДЖЕНЬ

У даному додатку наведені фотографії основних етапів проведення повномасштабних експериментальних досліджень взаємодії сталевих шпунтових паль коритного профілю з ґрунтовим середовищем, виконаних за участю автора як в натурних умовах, так і при лабораторному моделюванні і описаних в розділі 2 цього дослідження.

А.1. Установка для проведения натурального эксперимента



Мал. А.1. Загальний вигляд установки



Мал. А.2. Установка перед заведением в неё шпунтовых палы



Мал. А.3. Заведення першої (базової) палі перед її зануренням



Мал. А.4. Заведення другої (мобільної) палі перед її зануренням



Мал. А.5. Елементи вимірювального обладнання

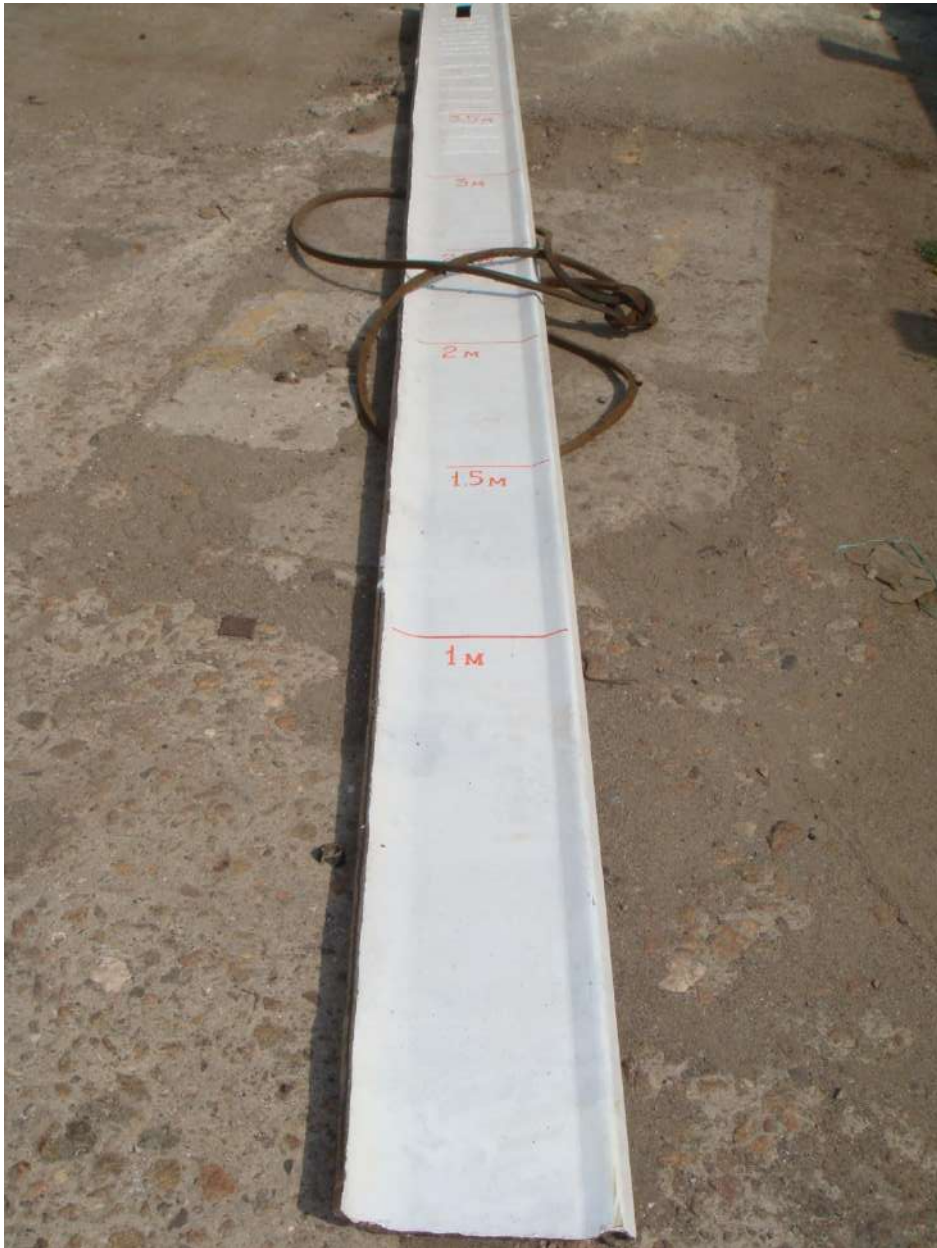
А.2. Елементи шпунтових палей для проведення експерименту



Мал. А.6. Шпунтові палі коритного профілю до обробки для використання в експерименті



Мал. А.7. Елемент шпунтової палі для використання в якості базового (фіксованого)



Мал. А.8. Елемент шпунтової палі для використання в якості переміщуваного (мобільного)

(a)



(б)



(в)



Мал. А.9. Занурення елемента шпунтової палі для використання в якості базового (фіксованого)

(a)



(б)



(в)



Мал. А.10. Занурення елемента шпунтової палі для використання в якості переміщуваного (мобільного)

А.3. Установки для проведения лабораторного эксперимента

А.3.1. Лабораторное моделирование взаимодействия песчаного грунта с замковыми соединениями шпунтовых палей (Горизонтальное размещение замковых соединений)



Мал. А.11. Загальний вигляд установки



Мал. А.12. Розміщення замкових з'єднань

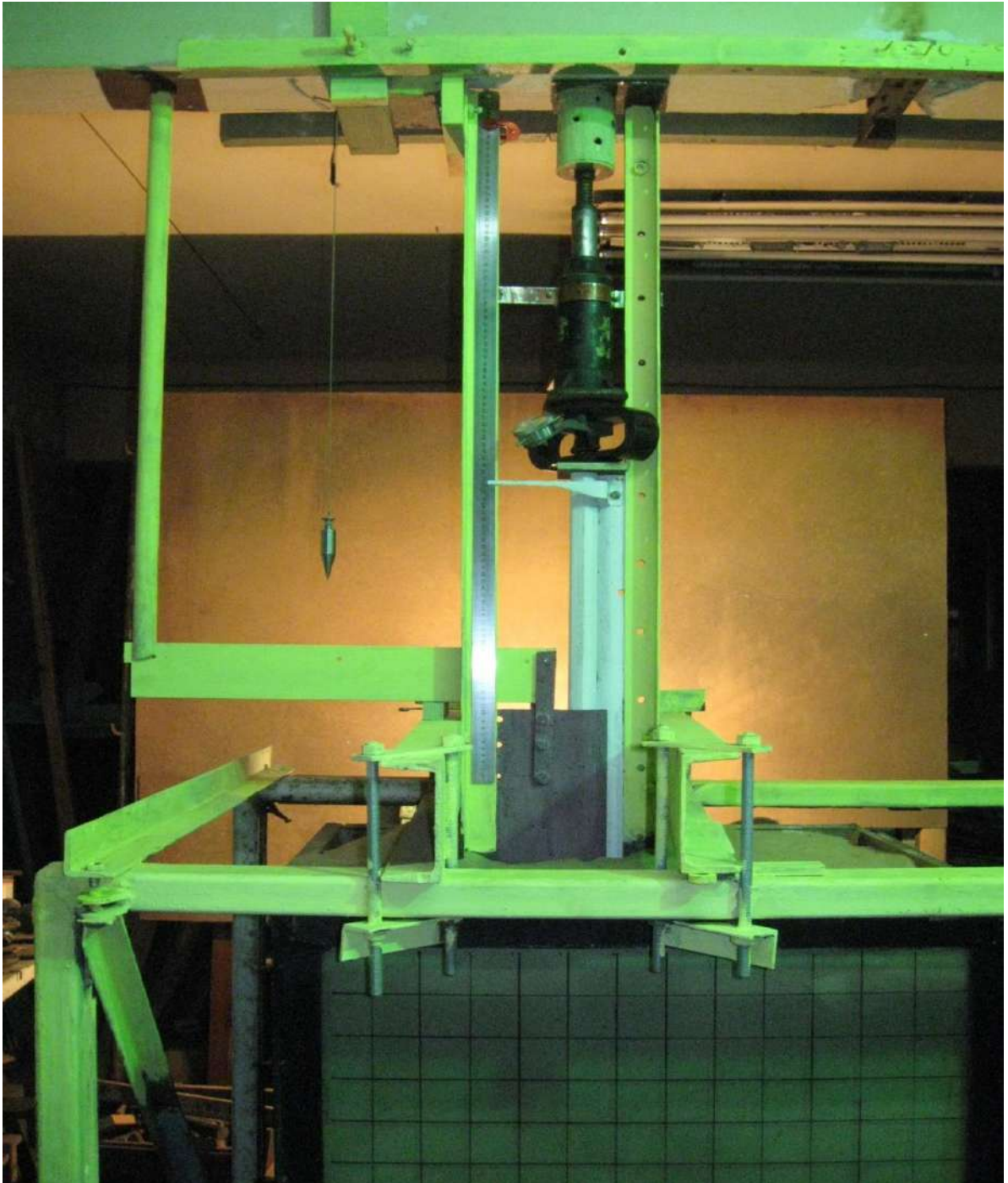


Мал. А.13. Фрагмент установки (1)

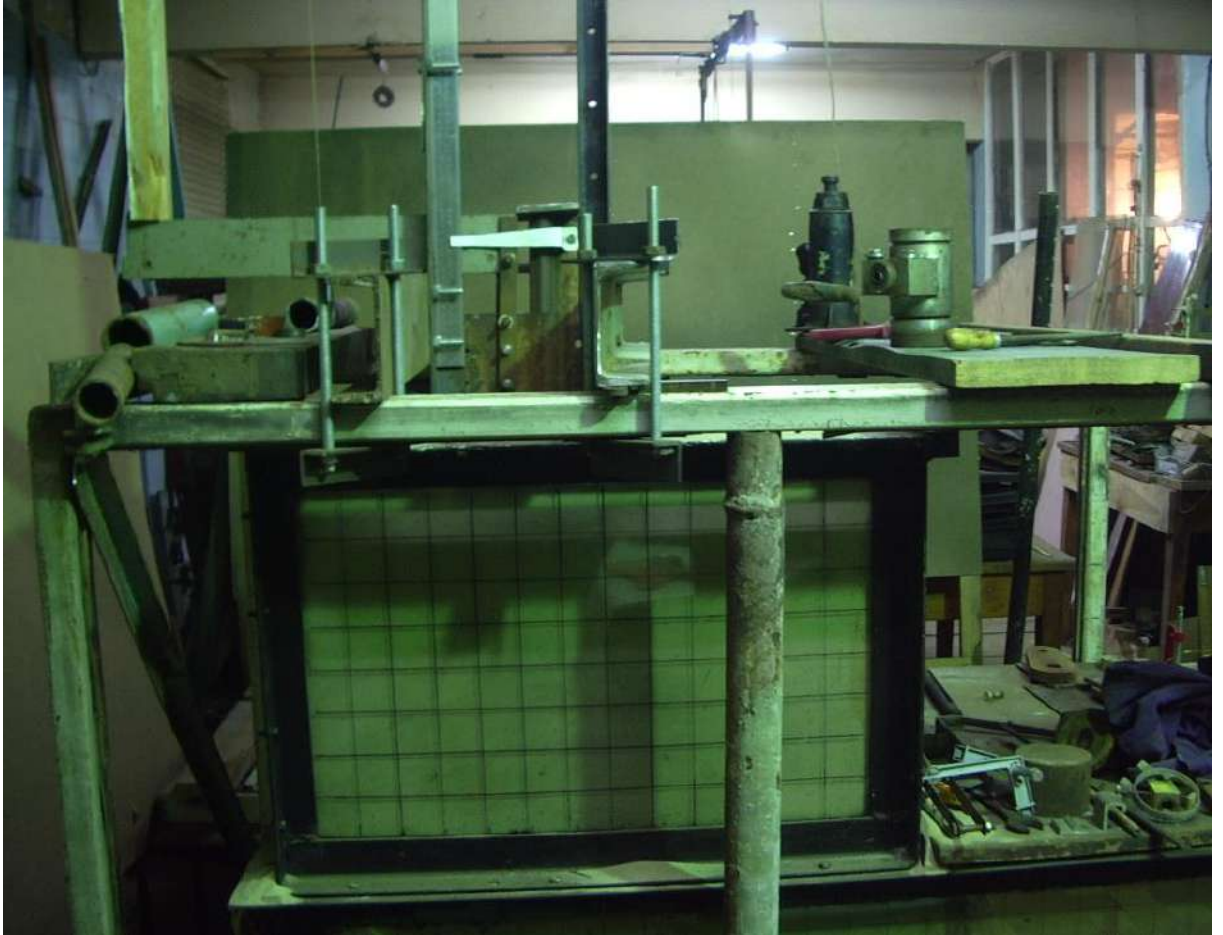


Мал. А.14. Фрагмент установки (2)

**А.3.2. Лабораторне моделювання взаємодії піщаного ґрунту з
замковими з'єднаннями шпунтових паль
(вертикальне розміщення замкових з'єднань)**



Мал. А.15. Загальний вигляд установки (вид спереду)



Мал. А.16. Загальний вигляд установки (вид збоку)



Мал. А.17. Переміщення мобільного елемента відносно базового (1)



Мал. А.18. Переміщення мобільного елемента відносно базового (2)



Мал. А.19. Розміщення замкових з'єднань

ДОДАТОК Б
ВИХІДНІ ДАНІ І РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ
РОБОТИ ПРИЧАЛУ ТИПУ «БОЛЬВЕРК»

У цьому додатку наведені приклади вихідних даних і результати чисельного моделювання роботи причалу типу «больверк» зі сталевих шпунтових паль коритного профілю відповідно до підходів і методикою, описаними в розділі 3 (пункт 3.3) цього дослідження.

Для виконання чисельного моделювання больверку використовувався метод кінцевих елементів (стрижнева апроксимація конструктивних елементів споруди). Вплив ґрунтового середовища враховувався застосуванням відповідної епюри коефіцієнта ліжку. Для обчислень використовувалися програми PORT і STAT, розроблені в ЧорноморНДПроекті і ОНМУ і використовувалися в навчальних та дослідницьких цілях.

Б 1. Вихідні дані і результати розрахунку для розрахункового випадку А2

Б 1.1. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-25

MAIN CHARACTERISTICS OF COMPUTATIONAL SCHEME

NUMBER OF ELEMENTS	22
NUMBER OF JOINTS	23
NUMBER OF SPECIAL JOINTS	1
NUMBER OF LOAD VARIANTS	1
NUMBER OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF TYPES OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF ELEMENT PARAMETERS	7
NUMBER OF TIE BAR JOINTS	0

TOPOLOGY MATRIX

SHEET 2

NUMBER OF ELEMENT	JOINT NUM BEG ELEM	JOINT NUM FIN ELEM	TYPE NUM ELEM PARAM	NUMBER OF ELEMENT
-------------------	--------------------	--------------------	---------------------	-------------------

1	2	3	1	3
2	3	4	1	3
3	4	5	1	3
4	5	6	1	3
5	6	7	1	3
6	7	8	1	3
7	8	9	1	3
8	9	10	1	3
9	10	11	1	3
10	11	12	1	3
11	12	13	1	3
12	13	14	1	3
13	14	15	1	3
14	15	16	4	3
15	16	17	5	3
16	17	18	6	3
17	18	19	7	3
18	19	20	2	3
19	20	21	2	3
20	21	22	2	3
21	22	23	2	3
22	1	5	3	3

NUMBER OF ELAST. TYPES 7

TYPES OF ELEMENT ELAST. SHEET 3

INERTIA	AREA	PIVOT: cut	PILE: end.coef	PILE: coeff	MODULUS	MODULUS
MOMENT	SECTION	area	found. bed	found. bed	E	Mu
SECTION		PIVOT: beg.coef	edge			
	found. bed	of pile				
.180E-03	.242E-01	.100E+00	.100E+00	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.180E-03	.242E-01	.900E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.180E-05	.490E-02	.100E-01	.100E-01	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.180E-03	.242E-01	.100E-01	.220E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.180E-03	.242E-01	.220E+05	.440E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.180E-03	.242E-01	.440E+05	.660E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.180E-03	.242E-01	.660E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00

SPECIAL JOINTS SHEET 3

JOINT NUM	JOINT TYPE
1	4

UNKNOWN QUANTITY IN EQUATION SYSTEM N= 67
 EQUATION SYSTEM RIBBON WIDTH H= 13
 ELEMENT N= 22

JOINT COORDINATE SHEET 4

JOINT N	COORD.X(M)	COORD.Y(M)
1	-20.000	-3.000
2	.000	.000
3	.000	-1.000
4	.000	-2.000
5	.000	-3.000
6	.000	-4.000
7	.000	-5.000
8	.000	-6.000
9	.000	-7.000
10	.000	-8.000
11	.000	-9.000
12	.000	-10.000
13	.000	-11.000
14	.000	-12.000
15	.000	-13.000
16	.000	-14.000
17	.000	-15.000
18	.000	-16.000
19	.000	-17.000
20	.000	-18.000
21	.000	-19.000
22	.000	-20.000
23	.000	-21.000

DISTRIBUTED LOAD

[ELEM. NUM |TYPE OF LOAD|

1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21

QUANTITY OF DISTRIBUTED LOAD TYPES NTRN= 21

TYPES OF DISTRIBUTED LOADS SHEET 8

[LOAD|VAR.|VALUE OF LOAD|VALUE OF LOAD|
[TYPE|NUM.|AT ELEMENT BEG|AT ELEMENT END|

1			
1	.000	4.74	
2			
1	4.74	9.50	
3			
1	9.50	14.2	
4			
1	14.2	18.9	
5			
1	18.9	23.7	
6			
1	23.7	28.4	
7			
1	28.4	33.1	
8			
1	33.1	37.9	
9			
1	37.9	42.6	
10			
1	42.6	47.4	
11			
1	47.4	52.1	
12			
1	52.1	56.9	
13			
1	56.9	61.6	
14			
1	61.6	66.4	

15			
1	66.4	71.1	
16			
1	71.1	75.9	
17			
1	75.9	80.6	
18			
1	80.6	85.4	
19			
1	85.4	90.1	
20			
1	90.1	94.8	
21			
1	94.8	99.6	

VARIANT 1

MOVINGS

JOINT	HORIZONTAL MOVING	Vx	VERTICAL MOVING	Vy	ANGLE OF ROTATION(RAD.)
-------	-------------------	----	-----------------	----	-------------------------

1	.000	.000	-.167E-01
2	-.988E-01	.406E-06	.339E-01
3	-.649E-01	.406E-06	.339E-01
4	-.310E-01	.406E-06	.340E-01
5	.312E-02	.406E-06	.343E-01
6	.372E-01	.384E-06	.332E-01
7	.684E-01	.363E-06	.287E-01
8	.937E-01	.341E-06	.216E-01
9	.111	.320E-06	.126E-01
10	.119	.298E-06	.252E-02
11	.116	.277E-06	-.759E-02
12	.104	.255E-06	-.166E-01
13	.837E-01	.233E-06	-.232E-01
14	.587E-01	.212E-06	-.259E-01
15	.336E-01	.190E-06	-.233E-01
16	.141E-01	.169E-06	-.152E-01
17	.345E-02	.150E-06	-.636E-02
18	.974E-04	.133E-06	-.107E-02
19	.639E-04	.119E-06	.544E-03
20	.645E-03	.109E-06	.497E-03
21	.987E-03	.102E-06	.202E-03
22	.111E-02	.973E-07	.644E-04
23	.116E-02	.959E-07	.446E-04

INTERNAL FORCES

N EL.	AXIS FORCE	TRANSV. FORCE	DEFL. ,	AXIS FORCE	TRANSV. FORCE	DEFL. ,	REACTION OF SOIL	REACTION OF SOIL
	AT BEG.	AT BEG.	BEG.EL.	AT FIN.	AT FIN.	FIN.EL.		
	EL.(Nl)	EL.(Ql)	(Ml)	EL.(Nr)	EL.(Qr)	(Mr)	P1	P2
1	.288E-07	-.185E-02	-.124E-02	.178E-04	-2.38	.688	-.988E-02	-.649E-02
2	-.177E-04	2.38	-.690	.356E-04	-9.51	6.13	-.649E-02	-.310E-02
3	-.356E-04	9.51	-6.13	.535E-04	-21.4	21.1	-.310E-02	.312E-03
4	-.104	-132.	-23.0	.104	115.	-101.	.312E-03	.372E-02
5	-.104	-115.	101.	.104	93.7	-206.	.372E-02	.684E-02
6	-.104	-93.7	206.	.104	67.7	-287.	.684E-02	.937E-02

7	-0.104	-67.7	287.	.104	36.9	-340.	.937E-02	.111E-01
8	-0.104	-36.9	340.	.104	1.45	-359.	.111E-01	.119E-01
9	-0.104	-1.46	359.	.104	-38.8	-341.	.119E-01	.116E-01
10	-0.104	38.8	341.	.104	-83.8	-280.	.116E-01	.104E-01
11	-0.104	83.8	280.	.104	-134.	-172.	.104E-01	.837E-02
12	-0.104	134.	172.	.104	-188.	-11.3	.837E-02	.587E-02
13	-0.104	188.	11.3	.104	-247.	206.	.587E-02	.336E-02
14	-0.104	247.	-206.	.992E-01	-56.3	339.	.336E-03	310.
15	-.992E-01	56.3	-339.	.886E-01	139.	268.	310.	152.
16	-.886E-01	-139.	-268.	.747E-01	139.	114.	152.	6.43
17	-.747E-01	-139.	-114.	.587E-01	56.4	16.0	6.43	5.75
18	-.587E-01	-56.4	-16.0	.426E-01	5.59	-11.0	5.75	58.0
19	-.426E-01	-5.59	11.0	.277E-01	-6.80	-8.21	58.0	88.8
20	-.277E-01	6.80	8.21	.137E-01	-4.36	-2.15	88.8	99.5
21	-.137E-01	4.36	2.15	.177E-07	.191E-04	.114E-04	99.5	104.
22	-153.	.874E-01	-.263E-07	153.	-.104	1.90	.000	.406E-08

Б 1.2. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-100

MAIN CHARACTERISTICS OF COMPUTATIONAL SCHEME

NUMBER OF ELEMENTS	22
NUMBER OF JOINTS	23
NUMBER OF SPECIAL JOINTS	1
NUMBER OF LOAD VARIANTS	1
NUMBER OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF TYPES OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF ELEMENT PARAMETERS	7
NUMBER OF TIE BAR JOINTS	0

TOPOLOGY MATRIX

SHEET 2

| NUMBER | JOINT NUM | JOINT NUM | TYPE NUM | NUMBER |
| OF ELEMENT | BEG ELEM | FIN ELEM | ELEM PARAM | ELEM EM |

1	2	3	1	3
2	3	4	1	3
3	4	5	1	3
4	5	6	1	3
5	6	7	1	3
6	7	8	1	3
7	8	9	1	3
8	9	10	1	3
9	10	11	1	3
10	11	12	1	3
11	12	13	1	3
12	13	14	1	3
13	14	15	1	3
14	15	16	4	3
15	16	17	5	3

16	17	18	6	3
17	18	19	7	3
18	19	20	2	3
19	20	21	2	3
20	21	22	2	3
21	22	23	2	3
22	1	5	3	3

NUMBER OF ELAST. TYPES 7

TYPES OF ELEMENT ELAST. SHEET 3

INERTIA	AREA	PIVOT: cut	PILE: end.coef	PILE: coef	MODULUS	MODULUS
MOMENT	SECTION	area	found. bed	found. bed	E	Mu
SECTION	PIVOT: beg.coef	edge				
	found. bed	of pile				
.720E-03	.242E-01	.100E+00	.100E+00	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.720E-03	.242E-01	.900E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.180E-05	.490E-02	.100E-01	.100E-01	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.720E-03	.242E-01	.100E-01	.220E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.720E-03	.242E-01	.220E+05	.440E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.720E-03	.242E-01	.440E+05	.660E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.720E-03	.242E-01	.660E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00

SPECIAL JOINTS SHEET 3

JOINT NUM	JOINT TYPE
1	4

UNKNOWN QUANTITY IN EQUATION SYSTEM N= 67
EQUATION SYSTEM RIBBON WIDTH H= 13
ELEMENT N= 22

JOINT COORDINATE SHEET 4

JOINT N	COORD.X(M)	COORD.Y(M)
1	-20.000	-3.000
2	.000	.000
3	.000	-1.000
4	.000	-2.000
5	.000	-3.000
6	.000	-4.000
7	.000	-5.000
8	.000	-6.000
9	.000	-7.000
10	.000	-8.000
11	.000	-9.000
12	.000	-10.000
13	.000	-11.000
14	.000	-12.000
15	.000	-13.000
16	.000	-14.000
17	.000	-15.000
18	.000	-16.000
19	.000	-17.000
20	.000	-18.000

21	.000	-19.000
22	.000	-20.000
23	.000	-21.000

ELEMENTS LOADED SHEET 7
DISTRIBUTED LOAD

[ELEM. NUM |TYPE OF LOAD|

1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21

QUANTITY OF DISTRIBUTED LOAD TYPES NTRN= 21

TYPES OF DISTRIBUTED LOADS SHEET 8

[LOAD|VAR.|VALUE OF LOAD|VALUE OF LOAD|
[TYPE|NUM.|AT ELEMENT BEG|AT ELEMENT END|

1			
1	.000	4.74	
2			
1	4.74	9.50	
3			
1	9.50	14.2	
4			
1	14.2	18.9	
5			
1	18.9	23.7	
6			
1	23.7	28.4	
7			
1	28.4	33.1	
8			
1	33.1	37.9	
9			
1	37.9	42.6	
10			
1	42.6	47.4	
11			
1	47.4	52.1	

12			
1	52.1	56.9	
13			
1	56.9	61.6	
14			
1	61.6	66.4	
15			
1	66.4	71.1	
16			
1	71.1	75.9	
17			
1	75.9	80.6	
18			
1	80.6	85.4	
19			
1	85.4	90.1	
20			
1	90.1	94.8	
21			
1	94.8	99.6	

VARIANT 1

MOVINGS

JOINT | HORIZONTAL MOVING Vx | VERTICAL MOVING Vy | ANGLE OF ROTATION(RAD.) |

1	.000	.000	-.420E-02
2	-.222E-01	.921E-07	.853E-02
3	-.137E-01	.921E-07	.853E-02
4	-.512E-02	.921E-07	.855E-02
5	.346E-02	.921E-07	.862E-02
6	.120E-01	.867E-07	.835E-02
7	.199E-01	.813E-07	.737E-02
8	.266E-01	.759E-07	.581E-02
9	.314E-01	.706E-07	.379E-02
10	.340E-01	.652E-07	.149E-02
11	.343E-01	.598E-07	-.907E-03
12	.323E-01	.544E-07	-.318E-02
13	.281E-01	.491E-07	-.508E-02
14	.223E-01	.437E-07	-.635E-02
15	.157E-01	.383E-07	-.670E-02
16	.938E-02	.331E-07	-.571E-02
17	.459E-02	.284E-07	-.378E-02
18	.180E-02	.243E-07	-.187E-02
19	.653E-03	.210E-07	-.559E-03
20	.458E-03	.185E-07	.700E-04
21	.648E-03	.169E-07	.262E-03
22	.925E-03	.159E-07	.280E-03
23	.120E-02	.156E-07	.276E-03

INTERNAL

FORCES

NE	EL.	AXIS	TRANSV.	DEFL.	AXIS	TRANSV.	DEFL.	REACTION	REACTION
		FORCE	FORCE	, BEG.EL.	FORCE	FORCE	, FIN.EL.	OF SOIL	OF SOIL
		AT BEG.	AT BEG.	BEG.EL.	AT FIN.	AT FIN.	FIN.EL.		
		EL.(Nl)	EL.(Ql)	(Ml)	EL.(Nr)	EL.(Qr)	(Mr)	P1	P2
	1	.977E-08							
		.481E-02	-.249E-03	-.206E-04	-2.37	.735		-.222E-02	-.137E-02
	2	.205E-04	2.37	-.738		-.411E-04	-9.49	6.22	
	3	.411E-04	9.49	-6.22		-.616E-04	-21.3	21.2	
								-.512E-03	.346E-03

4	-.261E-01	-148.	-21.7	.261E-01	132.	-119.	.346E-03	.120E-02
5	-.261E-01	-132.	119.	.261E-01	110.	-240.	.120E-02	.199E-02
6	-.261E-01	-110.	240.	.261E-01	84.1	-338.	.199E-02	.266E-02
7	-.261E-01	-84.1	338.	.260E-01	53.3	-407.	.266E-02	.314E-02
8	-.260E-01	-53.3	407.	.260E-01	17.7	-443.	.314E-02	.340E-02
9	-.260E-01	-17.7	443.	.260E-01	-22.6	-441.	.340E-02	.343E-02
10	-.260E-01	22.6	441.	.260E-01	-67.7	-396.	.343E-02	.323E-02
11	-.260E-01	67.7	396.	.260E-01	-118.	-304.	.323E-02	.281E-02
12	-.260E-01	118.	304.	.260E-01	-172.	-159.	.281E-02	.223E-02
13	-.260E-01	172.	159.	.260E-01	-231.	42.2	.223E-02	.157E-02
14	-.260E-01	231.	-42.2	.245E-01	-158.	231.	.157E-03	206.
15	-.245E-01	158.	-231.	.216E-01	-1.98	298.	206.	202.
16	-.216E-01	1.98	-298.	.180E-01	91.6	240.	202.	119.
17	-.180E-01	-91.6	-240.	.139E-01	101.	136.	119.	58.8
18	-.139E-01	-101.	-136.	.994E-02	62.9	52.0	58.8	41.2
19	-.994E-02	-62.9	-52.0	.641E-02	23.4	9.88	41.2	58.3
20	-.641E-02	-23.4	-9.88	.314E-02	1.54	-910	58.3	83.2
21	-.314E-02	-1.54	.910	.658E-08	-.610E-04	-.286E-05	83.2	108.
22	-.169.	.219E-01	.238E-07	169.	-.262E-01	.478	.000	.921E-09

Б 1.3. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-X

MAIN CHARACTERISTICS OF COMPUTATIONAL SCHEME

NUMBER OF ELEMENTS	65
NUMBER OF JOINTS	45
NUMBER OF SPECIAL JOINTS	1
NUMBER OF LOAD VARIANTS	1
NUMBER OF DISTRIBUTED LOADS	42
NUMBER OF TYPES OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF ELEMENT PARAMETERS	8
NUMBER OF TIE BAR JOINTS	0

TOPOLOGY MATRIX

SHEET 2

| NUMBER | JOINT NUM | JOINT NUM | TYPE NUM | NUMBER |
| OF ELEMENT | BEG ELEM | FIN ELEM | ELEM PARAM | ELEM EM |

1	2	4	1	3
2	4	6	1	3
3	6	8	1	3

4	8	10	1	3
5	10	12	1	3
6	12	14	1	3
7	14	16	1	3
8	16	18	1	3
9	18	20	1	3
10	20	22	1	3
11	22	24	1	3
12	24	26	1	3
13	26	28	1	3
14	28	30	5	3
15	30	32	6	3
16	32	34	7	3
17	34	36	8	3
18	36	38	2	3
19	38	40	2	3
20	40	42	2	3
21	42	44	2	3
22	3	5	1	3
23	5	7	1	3
24	7	9	1	3
25	9	11	1	3
26	11	13	1	3
27	13	15	1	3
28	15	17	1	3
29	17	19	1	3
30	19	21	1	3
31	21	23	1	3
32	23	25	1	3
33	25	27	1	3
34	27	29	1	3
35	29	31	5	3
36	31	33	6	3
37	33	35	7	3
38	35	37	8	3
39	37	39	2	3
40	39	41	2	3
41	41	43	2	3
42	43	45	2	3
43	1	8	3	3
44	1	9	3	3
45	3	4	4	3
46	5	6	4	3
47	7	8	4	3
48	9	10	4	3
49	11	12	4	3
50	13	14	4	3
51	15	16	4	3
52	17	18	4	3
53	19	20	4	3
54	21	22	4	3
55	23	24	4	3
56	25	26	4	3
57	27	28	4	3
58	29	30	4	3
59	31	32	4	3
60	33	34	4	3
61	35	36	4	3
62	37	38	4	3
63	39	40	4	3
64	41	42	4	3

| 65 | 43 | 44 | 4 | 3 |

NUMBER OF ELAST. TYPES 8

TYPES OF ELEMENT ELAST. SHEET 3

```

-----
| INERTIA | AREA | PIVOT: cut | PILE:end.coef | PILE: coef | MODULUS | MODULUS |
| MOMENT | SECTION | area | found. bed | found. bed | E | Mu |
| SECTION | | PIVOT: beg.coef | | edge | | |
| | | found. bed | | of pile | | |
-----
|.900E-04|.242E-01|.100E+00|.100E+00|.000E+00|.200E+09|.300E+00|
|.900E-04|.242E-01|.450E+05|.450E+05|.000E+00|.200E+09|.300E+00|
|.180E-05|.250E-02|.100E-01|.100E-01|.000E+00|.200E+09|.300E+00|
|.900E-10|.347E-02|.100E-01|.100E-01|.000E+00|.200E+09|.300E+00|
|.900E-04|.242E-01|.100E-01|.110E+05|.000E+00|.200E+09|.300E+00|
|.900E-04|.242E-01|.110E+05|.220E+05|.000E+00|.200E+09|.300E+00|
|.900E-04|.242E-01|.220E+05|.330E+06|.000E+00|.200E+09|.300E+00|
|.900E-04|.242E-01|.330E+05|.450E+05|.000E+00|.200E+09|.300E+00|

```

SPECIAL JOINTS SHEET 3

```

-----
| JOINT NUM | JOINT TYPE |
-----

```

| 1 | 4 |

UNKNOWN QUANTITY IN EQUATION SYSTEM N= 133

EQUATION SYSTEM RIBBON WIDTH H= 25

ELEMENT N= 44

JOINT COORDINATE SHEET 4

```

-----
| JOINT N | COORD.X(M) | COORD.Y(M) |
-----

```

```

| 1 | -20.000 | -3.000 |
| 2 | .000 | .000 |
| 3 | .300 | .000 |
| 4 | .000 | -1.000 |
| 5 | .300 | -1.000 |
| 6 | .000 | -2.000 |
| 7 | .300 | -2.000 |
| 8 | .000 | -3.000 |
| 9 | .300 | -3.000 |
| 10 | .000 | -4.000 |
| 11 | .300 | -4.000 |
| 12 | .000 | -5.000 |
| 13 | .300 | -5.000 |
| 14 | .000 | -6.000 |
| 15 | .300 | -6.000 |
| 16 | .000 | -7.000 |
| 17 | .300 | -7.000 |
| 18 | .000 | -8.000 |
| 19 | .300 | -8.000 |
| 20 | .000 | -9.000 |
| 21 | .300 | -9.000 |
| 22 | .000 | -10.000 |
| 23 | .300 | -10.000 |
| 24 | .000 | -11.000 |

```

25	.300	-11.000
26	.000	-12.000
27	.300	-12.000
28	.000	-13.000
29	.300	-13.000
30	.000	-14.000
31	.300	-14.000
32	.000	-15.000
33	.300	-15.000
34	.000	-16.000
35	.300	-16.000
36	.000	-17.000
37	.300	-17.000
38	.000	-18.000
39	.300	-18.000
40	.000	-19.000
41	.300	-19.000
42	.000	-20.000
43	.300	-20.000
44	.000	-21.000
45	.300	-21.000

ELEMENTS LOADED SHEET 7
 DISTRIBUTED LOAD

 [ELEM. NUM |TYPE OF LOAD|

1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	1
23	2
24	3
25	4
26	5
27	6
28	7
29	8
30	9
31	10
32	11
33	12
34	13

35	14
36	15
37	16
38	17
39	18
40	19
41	20
42	21

QUANTITY OF DISTRIBUTED LOAD TYPES NTRN= 21

TYPES OF DISTRIBUTED LOADS SHEET 8

 [LOAD|VAR.|VALUE OF LOAD|VALUE OF LOAD|
 [TYPE|NUM.|AT ELEMENT BEG|AT ELEMENT END|

1			
1	.000	2.40	
2			
1	2.40	4.20	
3			
1	4.20	7.10	
4			
1	7.10	9.50	
5			
1	9.50	11.8	
6			
1	11.8	14.2	
7			
1	14.2	16.6	
8			
1	16.6	19.0	
9			
1	19.0	21.3	
10			
1	21.3	23.7	
11			
1	23.7	26.1	
12			
1	26.1	28.5	
13			
1	28.5	30.8	
14			
1	30.8	33.2	
15			
1	33.2	35.5	
16			
1	35.5	38.0	
17			
1	38.0	40.3	
18			
1	40.3	42.7	
19			
1	42.7	45.1	
20			
1	45.1	47.4	
21			
1	47.4	49.8	

VARIANT 1

MOVINGS

| JOINT | HORIZONTAL MOVING V_x | VERTICAL MOVING V_y | ANGLE OF ROTATION (RAD.) |

1	.000	.000	-.103E-01
2	-.629E-01	-.109E-02	.199E-01
3	-.503E-01	.115E-02	.197E-01
4	-.429E-01	-.109E-02	.200E-01
5	-.306E-01	.115E-02	.197E-01
6	-.229E-01	-.109E-02	.201E-01
7	-.109E-01	.115E-02	.198E-01
8	-.264E-02	-.109E-02	.204E-01
9	.962E-02	.111E-02	.219E-01
10	.181E-01	-.105E-02	.213E-01
11	.327E-01	.102E-02	.233E-01
12	.398E-01	-.958E-03	.218E-01
13	.548E-01	.910E-03	.205E-01
14	.607E-01	-.849E-03	.195E-01
15	.728E-01	.799E-03	.151E-01
16	.779E-01	-.738E-03	.144E-01
17	.844E-01	.688E-03	.787E-02
18	.888E-01	-.628E-03	.717E-02
19	.882E-01	.577E-03	-.342E-03
20	.919E-01	-.518E-03	-.106E-02
21	.838E-01	.465E-03	-.849E-02
22	.867E-01	-.408E-03	-.922E-02
23	.717E-01	.350E-03	-.153E-01
24	.739E-01	-.297E-03	-.161E-01
25	.540E-01	.234E-03	-.194E-01
26	.553E-01	-.183E-03	-.205E-01
27	.341E-01	.121E-03	-.195E-01
28	.342E-01	-.742E-04	-.209E-01
29	.165E-01	.316E-04	-.151E-01
30	.155E-01	.110E-04	-.158E-01
31	.497E-02	-.162E-04	-.782E-02
32	.362E-02	.547E-04	-.767E-02
33	.394E-03	-.219E-04	-.188E-02
34	-.287E-03	.575E-04	-.104E-02
35	-.213E-04	-.124E-04	.460E-03
36	-.182E-03	.461E-04	.717E-03
37	.584E-03	-.449E-05	.566E-03
38	.532E-03	.366E-04	.587E-03
39	.979E-03	.133E-06	.232E-03
40	.931E-03	.308E-04	.231E-03
41	.110E-02	.271E-05	.484E-04
42	.106E-02	.275E-04	.529E-04
43	.112E-02	.393E-05	-.162E-05
44	.108E-02	.260E-04	.827E-05
45	.111E-02	.390E-05	-.938E-05

INTERNAL FORCES

N EL.	AXIS FORCE AT BEG. EL.(Nl)	TRANSV. FORCE AT BEG. EL.(Ql)	DEFL. , BEG.EL. (Ml)	AXIS FORCE AT FIN. EL.(Nr)	TRANSV. FORCE AT FIN. EL.(Qr)	DEFL. , FIN.EL. (Mr)	REACTION OF SOIL P1	REACTION OF SOIL P2
1	-.226E-03	-.431E-03	-.641E-03	.275	-1.21	.473	-.629E-02	-.429E-02
2	-10.6	4.32	-.474	10.9	-7.62	6.36	-.429E-02	-.229E-02
3	30.0	-4.63	-6.36	-29.7	-1.02	4.39	-.229E-02	-.264E-03
4	189.	19.2	-5.51	-189.	-27.5	28.7	-.264E-03	.181E-02
5	428.	-44.4	-28.7	-428.	33.7	-10.5	.181E-02	.398E-02
6	530.	-64.3	10.5	-529.	51.3	-68.4	.398E-02	.607E-02

7	538.	-53.8	68.4	-538.	38.4	-115.	.607E-02	.779E-02
8	532.	-36.6	115.	-531.	18.8	-143.	.779E-02	.888E-02
9	530.	-18.5	143.	-530.	-1.63	-151.	.888E-02	.919E-02
10	533.	.767	151.	-533.	-23.3	-139.	.919E-02	.867E-02
11	540.	21.2	139.	-540.	-46.1	-106.	.867E-02	.739E-02
12	548.	43.6	106.	-548.	-70.9	-49.0	.739E-02	.553E-02
13	529.	76.7	49.0	-529.	-106.	42.3	.553E-02	.342E-02
14	412.	141.	-42.3	-412.	-39.1	124.	.342E-03	170.
15	211.	99.4	-124.	-212.	12.2	151.	170.	79.6
16	8.27	48.9	-151.	-19.3	108.	65.1	79.6	-94.9
17	-57.0	-85.0	-65.1	53.8	31.1	7.34	-9.49	-8.19
18	-47.5	-33.0	-7.34	44.6	-226	-6.50	-8.19	23.9
19	-29.2	-4.40	6.50	26.8	-5.38	-4.72	23.9	41.9
20	-16.9	2.43	4.72	14.9	-3.42	-1.53	41.9	47.6
21	-8.16	1.41	1.53	6.26	-1.88	.114E-04	47.6	48.7
22	12.0	-3.61	-.189E-02	-12.3	2.41	-3.14	-.503E-02	-.306E-02
23	-27.6	9.55	3.14	27.3	-12.9	7.98	-.306E-02	-.109E-02
24	-186.	60.6	-7.99	186.	-66.2	71.2	-.109E-02	.962E-03
25	-426.	-98.8	-72.4	426.	90.5	-22.3	.962E-03	.327E-02
26	-529.	-59.5	22.3	529.	48.9	-76.7	.327E-02	.548E-02
27	-539.	-45.7	76.7	539.	32.7	-116.	.548E-02	.728E-02
28	-536.	-33.8	116.	536.	18.4	-142.	.728E-02	.844E-02
29	-538.	-17.7	142.	537.	-.399E-01	-151.	.844E-02	.882E-02
30	-544.	1.88	151.	543.	-22.0	-140.	.882E-02	.838E-02
31	-553.	25.0	140.	553.	-47.5	-104.	.838E-02	.717E-02
32	-564.	50.8	104.	564.	-75.7	-40.6	.717E-02	.540E-02
33	-547.	70.4	40.6	547.	-97.7	43.2	.540E-02	.341E-02
34	-432.	63.3	-43.2	432.	-92.9	121.	.341E-02	.165E-02
35	-231.	32.8	-121.	231.	-9.13	137.	.165E-03	54.6
36	-27.6	-51.9	-137.	28.2	53.6	77.3	54.6	8.68
37	48.1	-76.5	-77.3	-44.7	38.4	14.5	8.68	-7.03
38	38.5	-36.5	-14.5	-37.9	7.93	-5.89	-7.03	26.3
39	22.5	-3.29	5.89	-22.3	-1.91	-5.30	26.3	44.1
40	12.5	4.88	5.30	-12.6	-1.39	-1.91	44.1	49.7
41	5.79	3.42	1.91	-6.03	.384	-.523	49.7	50.4
42	-.277	1.51	.523	.332E-05	-.248E-04	.119E-04	50.4	50.1
43	65.9	.504E-01	-.208E-01	-65.9	-.607E-01	1.13	.000	-.109E-04
44	-237.	.555E-01	.208E-01	237.	-.664E-01	1.21	.000	.111E-04
45	-12.6	.223E-02	.124E-02	10.8	-.269E-02	.133E-02	-.485E-03	-.408E-03
46	41.6	.228E-02	.123E-02	-42.6	-.255E-02	.129E-02	-.296E-03	-.216E-03
47	166.	.231E-02	.121E-02	-166.	-.238E-02	.124E-02	-.108E-03	-.221E-04
48	250.	.269E-02	.139E-02	-250.	-.255E-02	.135E-02	.890E-04	.176E-03
49	108.	.323E-02	.165E-02	-106.	-.287E-02	.154E-02	.310E-03	.384E-03
50	11.0	.308E-02	.153E-02	-8.85	-.250E-02	.139E-02	.523E-03	.584E-03
51	-3.53	.228E-02	.108E-02	6.38	-.153E-02	.919E-03	.695E-03	.748E-03
52	2.18	.105E-02	.411E-03	1.10	-.184E-03	.236E-03	.807E-03	.852E-03
53	6.39	-.422E-03	-.362E-03	-2.99	.132E-02	-.544E-03	.843E-03	.882E-03
54	10.3	-.192E-02	-.114E-02	-7.08	.277E-02	-.131E-02	.801E-03	.832E-03
55	11.5	-.320E-02	-.178E-02	-8.74	.392E-02	-.193E-02	.686E-03	.709E-03
56	-18.2	-.395E-02	-.214E-02	20.3	.450E-02	-.227E-02	.517E-03	.530E-03
57	-120.	-.385E-02	-.204E-02	121.	.419E-02	-.215E-02	.327E-03	.327E-03
58	-209.	-.280E-02	-.147E-02	210.	.296E-02	-.153E-02	.158E-03	.148E-03
59	-213.	-.126E-02	-.670E-03	213.	.131E-02	-.672E-03	.476E-04	.345E-04
60	-79.7	-.161E-03	-.987E-04	79.7	.161E-03	-.695E-04	.384E-05	-.292E-05
61	6.52	.149E-03	.732E-04	-6.52	-.150E-03	.823E-04	-.168E-06	-.188E-05
62	16.1	.129E-03	.659E-04	-16.1	-.123E-03	.657E-04	.561E-05	.499E-05
63	10.3	.612E-04	.303E-04	-10.3	-.517E-04	.286E-04	.938E-05	.883E-05
64	7.06	.252E-04	.112E-04	-7.02	-.144E-04	.944E-05	.106E-04	.101E-04
65	6.58	.145E-04	.548E-05	-6.54	-.358E-05	.392E-05	.107E-04	.103E-04

Б 1.4. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-37

MAIN CHARACTERISTICS OF COMPUTATIONAL SCHEME

NUMBER OF ELEMENTS	22
NUMBER OF JOINTS	23
NUMBER OF SPECIAL JOINTS	1
NUMBER OF LOAD VARIANTS	1
NUMBER OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF TYPES OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF ELEMENT PARAMETERS	7
NUMBER OF TIE BAR JOINTS	0

TOPOLOGY MATRIX

SHEET 2

 | NUMBER | JOINT NUM | JOINT NUM | TYPE NUM | NUMBER |
 | OF ELEMENT | BEG ELEM | FIN ELEM | ELEM PARAM | ELEM EM |

1 2 3 1 3
2 3 4 1 3
3 4 5 1 3
4 5 6 1 3
5 6 7 1 3
6 7 8 1 3
7 8 9 1 3
8 9 10 1 3
9 10 11 1 3
10 11 12 1 3
11 12 13 1 3
12 13 14 1 3
13 14 15 1 3
14 15 16 4 3
15 16 17 5 3
16 17 18 6 3
17 18 19 7 3
18 19 20 2 3
19 20 21 2 3
20 21 22 2 3
21 22 23 2 3
22 1 5 3 3

NUMBER OF ELAST TYPES 7

TYPES OF ELEMENT ELAST.

SHEET 3

INERTIA	AREA	PIVOT: cut	PILE:end.coef	PILE: coeff	MODULUS	MODULUS
MOMENT	SECTION	area	found. bed	found. bed	E	Mu
SECTION		PIVOT: beg.coef		edge		
		found. bed		of pile		

.266E-03 .242E-01 .100E+00 .100E+00 .000E+00 .200E+09 .300E+00
.266E-03 .242E-01 .900E+05 .900E+05 .000E+00 .200E+09 .300E+00
.180E-05 .490E-02 .100E-01 .100E-01 .000E+00 .200E+09 .300E+00
.266E-03 .242E-01 .100E-01 .220E+05 .000E+00 .200E+09 .300E+00

.266E-03	.242E-01	.220E+05	.440E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.266E-03	.242E-01	.440E+05	.660E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.266E-03	.242E-01	.660E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00

SPECIAL JOINTS SHEET 3

|JOINT NUM|JOINT TYPE|

1	4
---	---

UNKNOWN QUANTITY IN EQUATION SYSTEM N= 67
EQUATION SYSTEM RIBBON WIDTH H= 13
ELEMENT N= 22

JOINT COORDINATE SHEET 4

| JOINT N | COORD.X(M) | COORD.Y(M) |

1	-20.000	-3.000
2	.000	.000
3	.000	-1.000
4	.000	-2.000
5	.000	-3.000
6	.000	-4.000
7	.000	-5.000
8	.000	-6.000
9	.000	-7.000
10	.000	-8.000
11	.000	-9.000
12	.000	-10.000
13	.000	-11.000
14	.000	-12.000
15	.000	-13.000
16	.000	-14.000
17	.000	-15.000
18	.000	-16.000
19	.000	-17.000
20	.000	-18.000
21	.000	-19.000
22	.000	-20.000
23	.000	-21.000

ELEMENTS LOADED SHEET 7

DISTRIBUTED LOAD

|ELEM. NUM|TYPE OF LOAD|

1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10

11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21

QUANTITY OF DISTRIBUTED LOAD TYPES NTRN= 21

TYPES OF DISTRIBUTED LOADS SHEET 8

|LOAD|VAR.|VALUE OF LOAD|VALUE OF LOAD|
|TYPE|NUM.|AT ELEMENT BEG|AT ELEMENT END|

1			
1	.000	4.74	
2			
1	4.74	9.50	
3			
1	9.50	14.2	
4			
1	14.2	18.9	
5			
1	18.9	23.7	
6			
1	23.7	28.4	
7			
1	28.4	33.1	
8			
1	33.1	37.9	
9			
1	37.9	42.6	
10			
1	42.6	47.4	
11			
1	47.4	52.1	
12			
1	52.1	56.9	
13			
1	56.9	61.6	
14			
1	61.6	66.4	
15			
1	66.4	71.1	
16			
1	71.1	75.9	
17			
1	75.9	80.6	
18			
1	80.6	85.4	
19			
1	85.4	90.1	
20			
1	90.1	94.8	
21			

| | 1| 94.8 | 99.6 |

VARIANT 1 MOVINGS

JOINT	HORIZONTAL MOVING	V _x	VERTICAL MOVING	V _y	ANGLE OF ROTATION(RAD.)
1	.000	.000	-.122E-01		
2	-.714E-01	.288E-06	.248E-01		
3	-.466E-01	.288E-06	.248E-01		
4	-.217E-01	.288E-06	.248E-01		
5	.316E-02	.288E-06	.250E-01		
6	.280E-01	.272E-06	.242E-01		
7	.507E-01	.257E-06	.210E-01		
8	.693E-01	.241E-06	.159E-01		
9	.821E-01	.225E-06	.948E-02		
10	.880E-01	.209E-06	.228E-02		
11	.866E-01	.194E-06	-.497E-02		
12	.783E-01	.178E-06	-.115E-01		
13	.642E-01	.162E-06	-.164E-01		
14	.464E-01	.146E-06	-.187E-01		
15	.280E-01	.131E-06	-.173E-01		
16	.131E-01	.115E-06	-.122E-01		
17	.409E-02	.101E-06	-.591E-02		
18	.578E-03	.890E-07	-.156E-02		
19	.824E-04	.791E-07	.210E-03		
20	.495E-03	.715E-07	.470E-03		
21	.883E-03	.663E-07	.289E-03		
22	.109E-02	.633E-07	.149E-03		
23	.122E-02	.623E-07	.122E-03		

INTERNAL FORCES

N	EL.	AXIS	TRANSV.	DEFL.	AXIS	TRANSV.	DEFL.	REACTION	REACTION
		FORCE	FORCE	, BEG.EL.	FORCE	FORCE	, FIN.EL.	OF SOIL	OF SOIL
		AT BEG.	AT BEG.	(MI)	AT FIN.	AT FIN.	(Mr)	P1	P2
		EL.(Nl)	EL.(Ql)		EL.(Nr)	EL.(Qr)			
1	.373E-07	-.106E-02	.159E-02	.259E-04	-2.38	-.179	-.714E-02	-.466E-02	
2	-.260E-04	2.38	.179	.519E-04	-9.50	4.39	-.466E-02	-.217E-02	
3	-.518E-04	9.50	-4.39	.778E-04	-21.4	18.5	-.217E-02	.316E-03	
4	-.761E-01	-133.	-19.8	.761E-01	117.	-107.	.316E-03	.280E-02	
5	-.761E-01	-117.	107.	.762E-01	95.5	-214.	.280E-02	.507E-02	
6	-.762E-01	-95.5	214.	.762E-01	69.5	-298.	.507E-02	.693E-02	
7	-.762E-01	-69.5	298.	.762E-01	38.8	-353.	.693E-02	.821E-02	
8	-.762E-01	-38.8	353.	.762E-01	3.37	-374.	.821E-02	.880E-02	
9	-.762E-01	-3.36	374.	.762E-01	-36.8	-358.	.880E-02	.866E-02	
10	-.762E-01	36.8	358.	.763E-01	-81.8	-299.	.866E-02	.783E-02	
11	-.763E-01	81.8	299.	.763E-01	-131.	-192.	.783E-02	.642E-02	
12	-.763E-01	131.	192.	.763E-01	-186.	-33.0	.642E-02	.464E-02	
13	-.763E-01	186.	33.0	.763E-01	-245.	183.	.464E-02	.280E-02	
14	-.763E-01	245.	-183.	.723E-01	-87.9	335.	.280E-03	287.	
15	-.723E-01	87.9	-335.	.644E-01	109.	300.	287.	180.	
16	-.644E-01	-109.	-300.	.541E-01	144.	157.	180.	38.2	
17	-.541E-01	-144.	-157.	.424E-01	79.5	42.4	38.2	7.42	
18	-.424E-01	-79.5	-42.4	.306E-01	20.5	-4.78	7.42	44.6	
19	-.306E-01	-20.5	4.78	.199E-01	-4.01	-10.5	44.6	79.5	
20	-.199E-01	4.01	10.5	.978E-02	-6.78	-3.95	79.5	98.2	
21	-.978E-02	6.78	3.95	-.299E-07	-.534E-04	.277E-04	98.2	110.	
22	-.155.	.637E-01	-.231E-07	155.	-.760E-01	1.39	.000	.288E-08	

Б 2. Вихідні дані і результати розрахунку для розрахункового випадку А3

Б 2.1. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-25

MAIN CHARACTERISTICS OF COMPUTATIONAL SCHEME

NUMBER OF ELEMENTS	22
NUMBER OF JOINTS	23
NUMBER OF SPECIAL JOINTS	2
NUMBER OF LOAD VARIANTS	1
NUMBER OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF TYPES OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF ELEMENT PARAMETERS	7
NUMBER OF TIE BAR JOINTS	0

TOPOLOGY MATRIX SHEET 2

 | NUMBER | JOINT NUM | JOINT NUM | TYPE NUM | NUMBER |
 | OF ELEMENT | BEG ELEM | FIN ELEM | ELEM PARAM | ELEM EM |

1 2 3 1 3
2 3 4 1 3
3 4 5 1 3
4 5 6 1 3
5 6 7 1 3
6 7 8 1 3
7 8 9 1 3
8 9 10 1 3
9 10 11 1 3
10 11 12 1 3
11 12 13 1 3
12 13 14 1 3
13 14 15 1 3
14 15 16 4 3
15 16 17 5 3
16 17 18 6 3
17 18 19 7 3
18 19 20 2 3
19 20 21 2 3
20 21 22 2 3
21 22 23 2 3
22 1 5 3 3

NUMBER OF ELAST. TYPES 7

TYPES OF ELEMENT ELAST. SHEET 3

 | INERTIA | AREA | PIVOT: cut | PILE: end.coef | PILE: coeff | MODULUS | MODULUS |
 | MOMENT | SECTION | area | found. bed | found. bed | E | Mu |

SECTION	PIVOT: beg. coef		edge				
	found. bed		of pile		-----		
.180E-03	.242E-01	.100E+00	.100E+00	.000E+00	.200E+09	.300E+00	
.180E-03	.242E-01	.900E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00	
.180E-05	.490E-02	.100E-01	.100E-01	.000E+00	.200E+09	.300E+00	
.180E-03	.242E-01	.100E-01	.220E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00	
.180E-03	.242E-01	.220E+05	.440E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00	
.180E-03	.242E-01	.440E+05	.660E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00	
.180E-03	.242E-01	.660E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00	

SPECIAL JOINTS SHEET 3

 |JOINT NUM |JOINT TYPE |

1	4
5	4

UNKNOWN QUANTITY IN EQUATION SYSTEM N= 65
 EQUATION SYSTEM RIBBON WIDTH H= 11
 ELEMENT N= 22

JOINT COORDINATE SHEET 4

 | JOINT N | COORD.X(M) | COORD.Y(M) |

1	-20.000	-3.000
2	.000	.000
3	.000	-1.000
4	.000	-2.000
5	.000	-3.000
6	.000	-4.000
7	.000	-5.000
8	.000	-6.000
9	.000	-7.000
10	.000	-8.000
11	.000	-9.000
12	.000	-10.000
13	.000	-11.000
14	.000	-12.000
15	.000	-13.000
16	.000	-14.000
17	.000	-15.000
18	.000	-16.000
19	.000	-17.000
20	.000	-18.000
21	.000	-19.000
22	.000	-20.000
23	.000	-21.000

ELEMENTS LOADED SHEET 7
 DISTRIBUTED LOAD

 |ELEM. NUM |TYPE OF LOAD|

1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6

7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21

QUANTITY OF DISTRIBUTED LOAD TYPES NTRN= 21
 TYPES OF DISTRIBUTED LOADS SHEET 8

 |LOAD|VAR.|VALUE OF LOAD|VALUE OF LOAD|
 |TYPE|NUM.|AT ELEMENT BEG|AT ELEMENT END|

1			
1	1	.000	4.74
2			
1	1	4.74	9.50
3			
1	1	9.50	14.2
4			
1	1	14.2	18.9
5			
1	1	18.9	23.7
6			
1	1	23.7	28.4
7			
1	1	28.4	33.1
8			
1	1	33.1	37.9
9			
1	1	37.9	42.6
10			
1	1	42.6	47.4
11			
1	1	47.4	52.1
12			
1	1	52.1	56.9
13			
1	1	56.9	61.6
14			
1	1	61.6	66.4
15			
1	1	66.4	71.1
16			
1	1	71.1	75.9
17			
1	1	75.9	80.6
18			
1	1	80.6	85.4
19			
1	1	85.4	90.1
20			

17	.000	-138.	-114.	.000	56.3	16.0	6.89	6.06
18	.000	-56.3	-16.0	.000	5.62	-10.9	6.06	58.1
19	.000	-5.62	10.9	.000	-6.76	-8.18	58.1	88.8
20	.000	6.76	8.18	.000	-4.35	-2.14	88.8	99.5
21	.000	4.35	2.14	.000	10E-04	.954E-06	99.5	104.
22	.000	.884E-01	-.314E-07	.000	-.105	1.93	.000	.000

Б 2.2. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-100

MAIN CHARACTERISTICS OF COMPUTATIONAL SCHEME

NUMBER OF ELEMENTS	22
NUMBER OF JOINTS	23
NUMBER OF SPECIAL JOINTS	2
NUMBER OF LOAD VARIANTS	1
NUMBER OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF TYPES OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF ELEMENT PARAMETERS	7
NUMBER OF TIE BAR JOINTS	0

TOPOLOGY MATRIX

SHEET 2

| NUMBER | JOINT NUM | JOINT NUM | TYPE NUM | NUMBER |
| OF ELEMENT | BEG ELEM | FIN ELEM | ELEM PARAM | ELEM EM |

1	2	3	1	3
2	3	4	1	3
3	4	5	1	3
4	5	6	1	3
5	6	7	1	3
6	7	8	1	3
7	8	9	1	3
8	9	10	1	3
9	10	11	1	3
10	11	12	1	3
11	12	13	1	3
12	13	14	1	3
13	14	15	1	3
14	15	16	4	3
15	16	17	5	3
16	17	18	6	3
17	18	19	7	3
18	19	20	2	3
19	20	21	2	3

20	21	22	2	3
21	22	23	2	3
22	1	5	3	3

NUMBER OF ELAST. TYPES 7

TYPES OF ELEMENT ELAST. SHEET 3

INERTIA	AREA	PIVOT: cut	PILE:end.coef	PILE: coef	MODULUS	MODULUS
MOMENT	SECTION	area	found. bed	found. bed	E	Mu
SECTION	PIVOT: beg.coef		edge			
	found. bed		of pile			
.720E-03	.242E-01	.100E+00	.100E+00	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.720E-03	.242E-01	.900E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.180E-05	.490E-02	.100E-01	.100E-01	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.720E-03	.242E-01	.100E-01	.220E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.720E-03	.242E-01	.220E+05	.440E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.720E-03	.242E-01	.440E+05	.660E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.720E-03	.242E-01	.660E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00

SPECIAL JOINTS SHEET 3

JOINT NUM	JOINT TYPE
1	4
5	4

UNKNOWN QUANTITY IN EQUATION SYSTEM N= 65
 EQUATION SYSTEM RIBBON WIDTH H= 11
 ELEMENT N= 22

JOINT COORDINATE SHEET 4

JOINT N	COORD.X(M)	COORD.Y(M)
1	-20.000	-3.000
2	.000	.000
3	.000	-1.000
4	.000	-2.000
5	.000	-3.000
6	.000	-4.000
7	.000	-5.000
8	.000	-6.000
9	.000	-7.000
10	.000	-8.000
11	.000	-9.000
12	.000	-10.000
13	.000	-11.000
14	.000	-12.000
15	.000	-13.000
16	.000	-14.000
17	.000	-15.000
18	.000	-16.000
19	.000	-17.000
20	.000	-18.000
21	.000	-19.000

22	.000	-20.000
23	.000	-21.000

ELEMENTS LOADED SHEET 7
 DISTRIBUTED LOAD

 |ELEM. NUM |TYPE OF LOAD|

1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21

QUANTITY OF DISTRIBUTED LOAD TYPES NTRN= 21
 TYPES OF DISTRIBUTED LOADS SHEET 8

 |LOAD|VAR.|VALUE OF LOAD|VALUE OF LOAD|
 |TYPE|NUM.|AT ELEMENT BEG|AT ELEMENT END|

1			
1	1	.000	4.74
2			
1	1	4.74	9.50
3			
1	1	9.50	14.2
4			
1	1	14.2	18.9
5			
1	1	18.9	23.7
6			
1	1	23.7	28.4
7			
1	1	28.4	33.1
8			
1	1	33.1	37.9
9			
1	1	37.9	42.6
10			
1	1	42.6	47.4

11			
1	47.4	52.1	
12			
1	52.1	56.9	
13			
1	56.9	61.6	
14			
1	61.6	66.4	
15			
1	66.4	71.1	
16			
1	71.1	75.9	
17			
1	75.9	80.6	
18			
1	80.6	85.4	
19			
1	85.4	90.1	
20			
1	90.1	94.8	
21			
1	94.8	99.6	

VARIANT 1 MOVINGS

JOINT | HORIZONTAL MOVING Vx | VERTICAL MOVING Vy | ANGLE OF ROTATION(RAD.) |

1	.000	.000	-.439E-02
2	-.268E-01	.000	.892E-02
3	-.179E-01	.000	.893E-02
4	-.897E-02	.000	.895E-02
5	.000	.000	.902E-02
6	.894E-02	.000	.875E-02
7	.173E-01	.000	.776E-02
8	.243E-01	.000	.619E-02
9	.295E-01	.000	.415E-02
10	.325E-01	.000	.183E-02
11	.331E-01	.000	-.590E-03
12	.313E-01	.000	-.289E-02
13	.274E-01	.000	-.483E-02
14	.219E-01	.000	-.614E-02
15	.155E-01	.000	-.653E-02
16	.928E-02	.000	-.560E-02
17	.457E-02	.000	-.373E-02
18	.181E-02	.000	-.185E-02
19	.668E-03	.000	-.561E-03
20	.468E-03	.000	.640E-04
21	.652E-03	.000	.257E-03
22	.925E-03	.000	.276E-03
23	.120E-02	.000	.273E-03

INTERNAL FORCES

N EL.	AXIS	TRANSV.	DEFL.	AXIS	TRANSV.	DEFL.	REACTION	REACTION
	FORCE	FORCE	, DEFL.	FORCE	FORCE	, DEFL.	OF SOIL	OF SOIL
	AT BEG.	AT BEG.	BEG.EL.	AT FIN.	AT FIN.	FIN.EL.		
	EL.(Nl)	EL.(Ql)	(MI)	EL.(Nr)	EL.(Qr)	(Mr)	P1	P2
1	.000	-.233E-02	.155E-02	.000	-2.37	.733	-.268E-02	-.179E-02
2	.000	2.37	-.736	.000	-9.49	6.21	-.179E-02	-.897E-03

3	.000	9.49	-6.21	.000	-21.3	21.2	-.897E-03	-.336E-43
4	.000	-149.	-21.7	.000	132.	-120.	-.276E-39	.894E-03
5	.000	-132.	120.	.000	111.	-242.	.894E-03	.173E-02
6	.000	-111.	242.	.000	85.0	-340.	.173E-02	.243E-02
7	.000	-85.0	340.	.000	54.2	-410.	.243E-02	.295E-02
8	.000	-54.2	410.	.000	18.6	-447.	.295E-02	.325E-02
9	.000	-18.6	447.	.000	-21.8	-446.	.325E-02	.331E-02
10	.000	21.8	446.	.000	-66.8	-402.	.331E-02	.313E-02
11	.000	66.9	402.	.000	-117.	-311.	.313E-02	.274E-02
12	.000	117.	311.	.000	-171.	-167.	.274E-02	.219E-02
13	.000	171.	167.	.000	-231.	33.4	.219E-02	.155E-02
14	.000	230.	-33.4	.000	-159.	222.	.155E-03	204.
15	.000	159.	-222.	.000	-4.70	291.	204.	201.
16	.000	4.70	-291.	.000	88.7	236.	201.	120.
17	.000	-88.7	-236.	.000	98.9	134.	120.	60.1
18	.000	-98.9	-134.	.000	62.3	51.9	60.1	42.1
19	.000	-62.3	-51.9	.000	23.4	10.1	42.1	58.7
20	.000	-23.4	-10.1	.000	1.71	-.798	58.7	83.2
21	.000	-1.71	.798	.000	-.130E-03	.477E-04	83.2	108.
22	.000	.230E-01	-.110E-08	.000	-.274E-01	.500	.000	.000

Б 2.3. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-X

MAIN CHARACTERISTICS OF COMPUTATIONAL SCHEME

NUMBER OF ELEMENTS	65
NUMBER OF JOINTS	45
NUMBER OF SPECIAL JOINTS	3
NUMBER OF LOAD VARIANTS	1
NUMBER OF DISTRIBUTED LOADS	42
NUMBER OF TYPES OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF ELEMENT PARAMETERS	8
NUMBER OF TIE BAR JOINTS	0

TOPOLOGY MATRIX

SHEET 2

| NUMBER | JOINT NUM | JOINT NUM | TYPE NUM | NUMBER |
| OF ELEMENT | BEG ELEM | FIN ELEM | ELEM PARAM | ELEM EM |

1	2	4	1	3
2	4	6	1	3
3	6	8	1	3
4	8	10	1	3
5	10	12	1	3
6	12	14	1	3
7	14	16	1	3
8	16	18	1	3
9	18	20	1	3
10	20	22	1	3

11	22	24	1	3
12	24	26	1	3
13	26	28	1	3
14	28	30	5	3
15	30	32	6	3
16	32	34	7	3
17	34	36	8	3
18	36	38	2	3
19	38	40	2	3
20	40	42	2	3
21	42	44	2	3
22	3	5	1	3
23	5	7	1	3
24	7	9	1	3
25	9	11	1	3
26	11	13	1	3
27	13	15	1	3
28	15	17	1	3
29	17	19	1	3
30	19	21	1	3
31	21	23	1	3
32	23	25	1	3
33	25	27	1	3
34	27	29	1	3
35	29	31	5	3
36	31	33	6	3
37	33	35	7	3
38	35	37	8	3
39	37	39	2	3
40	39	41	2	3
41	41	43	2	3
42	43	45	2	3
43	1	8	3	3
44	1	9	3	3
45	3	4	4	3
46	5	6	4	3
47	7	8	4	3
48	9	10	4	3
49	11	12	4	3
50	13	14	4	3
51	15	16	4	3
52	17	18	4	3
53	19	20	4	3
54	21	22	4	3
55	23	24	4	3
56	25	26	4	3
57	27	28	4	3
58	29	30	4	3
59	31	32	4	3
60	33	34	4	3
61	35	36	4	3
62	37	38	4	3
63	39	40	4	3
64	41	42	4	3
65	43	44	4	3

NUMBER OF ELAST. TYPES 8

TYPES OF ELEMENT ELAST.

SHEET 3

INERTIA	AREA	PIVOT: cut	PILE: end.coef	PILE: coef	MODULUS	MODULUS
MOMENT	SECTION	area	found. bed	found. bed	E	Mu
SECTION	PIVOT: beg.coef	edge				
	found. bed	of pile				

.900E-04	.242E-01	.100E+00	.100E+00	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.900E-04	.242E-01	.450E+05	.450E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.180E-05	.250E-02	.100E-01	.100E-01	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.900E-10	.347E-02	.100E-01	.100E-01	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.900E-04	.242E-01	.100E-01	.110E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.900E-04	.242E-01	.110E+05	.220E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.900E-04	.242E-01	.220E+05	.330E+06	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.900E-04	.242E-01	.330E+05	.450E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00

SPECIAL JOINTS SHEET 3

JOINT NUM	JOINT TYPE
-----------	------------

1	4
8	6
9	6

UNKNOWN QUANTITY IN EQUATION SYSTEM N= 131
EQUATION SYSTEM RIBBON WIDTH H= 23
ELEMENT N= 44

JOINT COORDINATE SHEET 4

JOINT N	COORD.X(M)	COORD.Y(M)
---------	------------	------------

1	-20.000	-3.000
2	.000	.000
3	.300	.000
4	.000	-1.000
5	.300	-1.000
6	.000	-2.000
7	.300	-2.000
8	.000	-3.000
9	.300	-3.000
10	.000	-4.000
11	.300	-4.000
12	.000	-5.000
13	.300	-5.000
14	.000	-6.000
15	.300	-6.000
16	.000	-7.000
17	.300	-7.000
18	.000	-8.000
19	.300	-8.000
20	.000	-9.000
21	.300	-9.000
22	.000	-10.000
23	.300	-10.000
24	.000	-11.000

25	.300	-11.000
26	.000	-12.000
27	.300	-12.000
28	.000	-13.000
29	.300	-13.000
30	.000	-14.000
31	.300	-14.000
32	.000	-15.000
33	.300	-15.000
34	.000	-16.000
35	.300	-16.000
36	.000	-17.000
37	.300	-17.000
38	.000	-18.000
39	.300	-18.000
40	.000	-19.000
41	.300	-19.000
42	.000	-20.000
43	.300	-20.000
44	.000	-21.000
45	.300	-21.000

ELEMENTS LOADED
DISTRIBUTED LOAD

SHEET 7

[ELEM. NUM | TYPE OF LOAD|

1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	1
23	2
24	3

25	4
26	5
27	6
28	7
29	8
30	9
31	10
32	11
33	12
34	13
35	14
36	15
37	16
38	17
39	18
40	19
41	20
42	21

QUANTITY OF DISTRIBUTED LOAD TYPES NTRN= 21

TYPES OF DISTRIBUTED LOADS SHEET 8

 |LOAD|VAR.|VALUE OF LOAD|VALUE OF LOAD|
 |TYPE|NUM.|AT ELEMENT BEG|AT ELEMENT END|

1			
1	.000	2.40	
2			
1	2.40	4.20	
3			
1	4.20	7.10	
4			
1	7.10	9.50	
5			
1	9.50	11.8	
6			
1	11.8	14.2	
7			
1	14.2	16.6	
8			
1	16.6	19.0	
9			
1	19.0	21.3	
10			
1	21.3	23.7	
11			
1	23.7	26.1	
12			
1	26.1	28.5	
13			

		1	28.5		30.8	
	14					
		1	30.8		33.2	
	15					
		1	33.2		35.5	
	16					
		1	35.5		38.0	
	17					
		1	38.0		40.3	
	18					
		1	40.3		42.7	
	19					
		1	42.7		45.1	
	20					
		1	45.1		47.4	
	21					
		1	47.4		49.8	

VARIANT 1

MOVINGS

JOINT	HORIZONTAL MOVING	V _x	VERTICAL MOVING	V _y	ANGLE OF ROTATION(RAD.)		
	1	.000		.000		-.748E-02	
	2	-.411E-01		-.192E-02		.135E-01	
	3	-.405E-01		.201E-02		.131E-01	
	4	-.275E-01		-.192E-02		.135E-01	
	5	-.275E-01		.201E-02		.130E-01	
	6	-.139E-01		-.192E-02		.138E-01	
	7	-.145E-01		.200E-02		.132E-01	
	8	.000		-.191E-02		.140E-01	
	9	.000		.193E-02		.168E-01	
	10	.145E-01		-.185E-02		.156E-01	
	11	.190E-01		.179E-02		.203E-01	
	12	.315E-01		-.171E-02		.180E-01	
	13	.390E-01		.163E-02		.191E-01	
	14	.496E-01		-.154E-02		.176E-01	
	15	.562E-01		.146E-02		.151E-01	
	16	.656E-01		-.137E-02		.140E-01	
	17	.684E-01		.129E-02		.899E-02	
	18	.767E-01		-.120E-02		.791E-02	
	19	.738E-01		.112E-02		.162E-02	
	20	.810E-01		-.103E-02		.520E-03	
	21	.716E-01		.949E-03		-.599E-02	
	22	.777E-01		-.867E-03		-.710E-02	
	23	.621E-01		.778E-03		-.126E-01	
	24	.671E-01		-.698E-03		-.138E-01	
	25	.472E-01		.604E-03		-.168E-01	
	26	.509E-01		-.527E-03		-.183E-01	
	27	.298E-01		.434E-03		-.172E-01	
	28	.318E-01		-.359E-03		-.190E-01	
	29	.141E-01		.285E-03		-.134E-01	
	30	.147E-01		-.215E-03		-.146E-01	
	31	.394E-02		.179E-03		-.681E-02	
	32	.362E-02		-.113E-03		-.723E-02	
	33	.902E-04		.123E-03		-.143E-02	
	34	-.298E-04		-.632E-04		-.897E-03	
	35	-.113E-03		.972E-04		.483E-03	
	36	.128E-03		-.431E-04		.688E-03	
	37	.464E-03		.830E-04		.524E-03	
	38	.769E-03		-.322E-04		.499E-03	
	39	.836E-03		.728E-04		.229E-03	

40	.109E-02	-.246E-04	.178E-03
41	.975E-03	.663E-04	.785E-04
42	.120E-02	-.200E-04	.637E-04
43	.104E-02	.632E-04	.574E-04
44	.126E-02	-.182E-04	.717E-04
45	.110E-02	.628E-04	.632E-04

INTERNAL FORCES

N EL.	TRANSV.			DEFL.			REACTION		
	AXIS FORCE AT BEG. EL.(NI)	AXIS FORCE AT BEG. EL.(Ql)	TRANSV. FORCE AT BEG. EL.(MI)	AXIS FORCE AT FIN. EL.(Nr)	AXIS FORCE AT FIN. EL.(Qr)	TRANSV. FORCE AT FIN. EL.(Mr)	OF SOIL P1	OF SOIL P2	REACTION
1	.110E-03	.178E-03	.120E-03	.484	-1.20	.449	-.411E-02	-.275E-02	
2	-19.9	7.02	-.449	20.3	-10.3	9.01	-.275E-02	-.139E-02	
3	57.0	-12.9	-9.01	-56.5	7.23	-1.23	-.139E-02	-.645E-43	
4	323.	57.4	.472	-323.	-65.7	60.9	-.276E-39	.145E-02	
5	673.	-39.5	-60.9	-673.	28.8	26.6	.145E-02	.315E-02	
6	813.	-71.0	-26.6	-813.	58.0	-38.0	.315E-02	.496E-02	
7	822.	-60.7	38.0	-821.	45.3	-91.1	.496E-02	.656E-02	
8	812.	-42.3	91.1	-811.	24.5	-125.	.656E-02	.767E-02	
9	809.	-23.9	125.	-809.	3.78	-139.	.767E-02	.810E-02	
10	812.	-4.70	139.	-812.	-17.8	-132.	.810E-02	.777E-02	
11	819.	15.7	132.	-818.	-40.6	-104.	.777E-02	.671E-02	
12	827.	38.0	104.	-827.	-65.3	-53.0	.671E-02	.509E-02	
13	810.	70.2	53.0	-810.	-99.9	31.8	.509E-02	.318E-02	
14	702.	132.	-31.8	-697.	-38.6	109.	.318E-03	161.	
15	494.	99.5	-109.	-489.	6.70	140.	161.	79.6	
16	252.	64.4	-140.	-235.	119.	60.5	79.6	-9.82	
17	99.2	-78.4	-60.5	-95.8	36.0	3.79	-982	5.74	
18	54.4	-23.5	-3.79	-51.7	2.86	-7.16	5.74	34.6	
19	37.4	1.44	7.16	-35.4	-2.37	-4.26	34.6	49.2	
20	23.1	6.06	4.26	-21.5	-4.96	-7.93	49.2	53.9	
21	9.73	4.03	.793	-8.38	2.51	.143E-04	53.9	56.8	
22	20.6	-6.18	-.104E-03	-21.1	4.97	-5.73	-.405E-02	-.275E-02	
23	-55.5	18.0	5.73	55.0	-21.3	13.8	-.275E-02	-.145E-02	
24	-321.	101.	-13.8	321.	-107.	118.	-.145E-02	-.645E-43	
25	-672.	-114.	-119.	671.	106.	8.51	-.276E-39	.190E-02	
26	-813.	-63.3	-8.51	812.	52.7	-49.6	.190E-02	.390E-02	
27	-823.	-49.6	49.6	822.	36.6	-92.8	.390E-02	.562E-02	
28	-815.	-38.8	92.8	814.	23.5	-124.	.562E-02	.684E-02	
29	-815.	-23.3	124.	815.	5.49	-139.	.684E-02	.738E-02	
30	-821.	-3.74	139.	820.	-16.4	-133.	.738E-02	.716E-02	
31	-830.	19.3	133.	830.	-41.8	-102.	.716E-02	.621E-02	
32	-841.	45.1	102.	840.	-70.0	-45.0	.621E-02	.472E-02	
33	-826.	65.5	45.1	826.	-92.8	33.9	.472E-02	.298E-02	
34	-718.	60.6	-33.9	718.	-90.2	109.	.298E-02	.141E-02	
35	-515.	29.5	-109.	512.	-14.9	126.	.141E-03	43.3	
36	-275.	-56.2	-126.	270.	47.6	69.1	43.3	1.98	
37	-135.	-88.2	-69.1	113.	21.9	11.6	1.98	-37.4	
38	-71.8	-34.3	-11.6	66.1	1.85	-4.73	-3.74	20.9	
39	-51.8	-6.13	4.73	46.3	-5.13	-4.04	20.9	37.6	
40	-34.0	1.45	4.04	29.1	-4.20	-9.14	37.6	43.9	
41	-17.4	.679	.914	12.8	-1.76	.340	43.9	46.6	
42	-4.46	-.746	-.340	-.688E-05	.954E-05	-.477E-05	46.6	49.4	
43	.000	.328E-01	-.389E-01	.000	-.401E-01	.762	.000	-.191E-04	
44	.000	.441E-01	.389E-01	.000	-.522E-01	.932	.000	.193E-04	
45	-21.5	-.116E-03	-.245E-05	20.2	-.224E-03	.712E-04	-.394E-03	-.258E-03	
46	80.0	-.144E-03	-.471E-04	-80.7	-.634E-04	.177E-04	-.269E-03	-.128E-03	
47	278.	-.212E-03	-.105E-03	-278.	.139E-03	-.642E-04	-.145E-03	.550E-05	

48	366.	.387E-03	.216E-03	-366.	-.314E-03	.163E-03	-.555E-05	.144E-03
49	148.	.145E-02	.759E-03	-147.	-.120E-02	.636E-03	.177E-03	.306E-03
50	11.0	.175E-02	.865E-03	-9.29	-.130E-02	.737E-03	.369E-03	.479E-03
51	-7.94	.132E-02	.604E-03	10.3	-.707E-03	.460E-03	.535E-03	.632E-03
52	.618	.385E-03	.971E-04	2.13	.341E-03	-.662E-04	.652E-03	.738E-03
53	6.09	-.837E-03	-.549E-03	-3.16	.161E-02	-.721E-03	.704E-03	.779E-03
54	9.97	-.214E-02	-.122E-02	-7.15	.289E-02	-.139E-02	.683E-03	.746E-03
55	11.5	-.328E-02	-.180E-02	-9.06	.393E-02	-.196E-02	.593E-03	.645E-03
56	-15.3	-.397E-02	-.213E-02	17.2	.446E-02	-.226E-02	.450E-03	.489E-03
57	-112.	-.386E-02	-.203E-02	113.	.417E-02	-.215E-02	.284E-03	.306E-03
58	-211.	-.284E-02	-.148E-02	212.	.298E-02	-.155E-02	.134E-03	.141E-03
59	-247.	-.133E-02	-.693E-03	247.	.137E-02	-.715E-03	.372E-04	.350E-04
60	-141.	-.219E-03	-.123E-03	141.	.219E-03	-.105E-03	.511E-06	-.103E-06
61	-43.3	.642E-04	.301E-04	43.3	-.644E-04	.372E-04	-.137E-05	.135E-05
62	-14.9	.422E-04	.215E-04	14.9	-.361E-04	.196E-04	.420E-05	.746E-05
63	-12.8	-.738E-05	-.452E-05	12.8	.170E-04	-.794E-05	.780E-05	.105E-04
64	-12.2	-.262E-04	-.152E-04	12.3	.370E-04	-.176E-04	.914E-05	.115E-04
65	-8.71	-.272E-04	-.163E-04	8.75	.386E-04	-.178E-04	.975E-05	.121E-04

Б 2.4. Розрахункова схема шпунтової стінки U32-40

MAIN CHARACTERISTICS OF COMPUTATIONAL SCHEME

NUMBER OF ELEMENTS	22
NUMBER OF JOINTS	23
NUMBER OF SPECIAL JOINTS	2
NUMBER OF LOAD VARIANTS	1
NUMBER OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF TYPES OF DISTRIBUTED LOADS	21
NUMBER OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF CONCENTRATED LOADS	0
NUMBER OF TYPES OF ELEMENT PARAMETERS	7
NUMBER OF TIE BAR JOINTS	0

TOPOLOGY MATRIX

SHEET 2

 | NUMBER | JOINT NUM | JOINT NUM | TYPE NUM | NUMBER |
 | OF ELEMENT | BEG ELEM | FIN ELEM | ELEM PARAM | ELEM EM |

1 2 3 1 3
2 3 4 1 3
3 4 5 1 3
4 5 6 1 3
5 6 7 1 3
6 7 8 1 3
7 8 9 1 3
8 9 10 1 3
9 10 11 1 3
10 11 12 1 3
11 12 13 1 3
12 13 14 1 3
13 14 15 1 3
14 15 16 4 3
15 16 17 5 3
16 17 18 6 3
17 18 19 7 3
18 19 20 2 3
19 20 21 2 3
20 21 22 2 3
21 22 23 2 3
22 1 5 3 3

NUMBER OF ELAST. TYPES 7

TYPES OF ELEMENT ELAST. SHEET 3

INERTIA	AREA	PIVOT: cut	PILE: end.coef	PILE: coeff	MODULUS	MODULUS
MOMENT	SECTION	area	found. bed	found. bed	E	Mu
SECTION	PIVOT: beg.coef	edge				
	found. bed	of pile				
.288E-03	.242E-01	.100E+00	.100E+00	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.288E-03	.242E-01	.900E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.180E-05	.490E-02	.100E-01	.100E-01	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.288E-03	.242E-01	.100E-01	.220E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.288E-03	.242E-01	.220E+05	.440E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.288E-03	.242E-01	.440E+05	.660E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00
.288E-03	.242E-01	.660E+05	.900E+05	.000E+00	.200E+09	.300E+00

SPECIAL JOINTS SHEET 3

JOINT NUM	JOINT TYPE
1	4
5	6

UNKNOWN QUANTITY IN EQUATION SYSTEM N= 66
 EQUATION SYSTEM RIBBON WIDTH H= 12
 ELEMENT N= 22

JOINT COORDINATE SHEET 4

JOINT N	COORD.X(M)	COORD.Y(M)
1	-20.000	-3.000
2	.000	.000
3	.000	-1.000
4	.000	-2.000
5	.000	-3.000
6	.000	-4.000
7	.000	-5.000
8	.000	-6.000
9	.000	-7.000
10	.000	-8.000
11	.000	-9.000
12	.000	-10.000
13	.000	-11.000
14	.000	-12.000
15	.000	-13.000
16	.000	-14.000
17	.000	-15.000
18	.000	-16.000
19	.000	-17.000
20	.000	-18.000
21	.000	-19.000
22	.000	-20.000
23	.000	-21.000

DISTRIBUTED LOAD

 [ELEM. NUM |TYPE OF LOAD|

1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21

QUANTITY OF DISTRIBUTED LOAD TYPES NTRN= 21

TYPES OF DISTRIBUTED LOADS SHEET 8

 [LOAD|VAR.|VALUE OF LOAD|VALUE OF LOAD|
 [TYPE|NUM.|AT ELEMENT BEG|AT ELEMENT END|

1			
1	.000	4.74	
2			
1	4.74	9.50	
3			
1	9.50	14.2	
4			
1	14.2	18.9	
5			
1	18.9	23.7	
6			
1	23.7	28.4	
7			
1	28.4	33.1	
8			
1	33.1	37.9	
9			
1	37.9	42.6	
10			
1	42.6	47.4	
11			
1	47.4	52.1	
12			
1	52.1	56.9	
13			
1	56.9	61.6	
14			

1	61.6	66.4
15		
1	66.4	71.1
16		
1	71.1	75.9
17		
1	75.9	80.6
18		
1	80.6	85.4
19		
1	85.4	90.1
20		
1	90.1	94.8
21		
1	94.8	99.6

VARIANT 1

MOVINGS

JOINT	HORIZONTAL MOVING V_x	VERTICAL MOVING V_y	ANGLE OF ROTATION(RAD.)
1	.000	.000	-.107E-01
2	-.657E-01	.250E-06	.219E-01
3	-.438E-01	.250E-06	.219E-01
4	-.219E-01	.250E-06	.219E-01
5	.000	.251E-06	.220E-01
6	.218E-01	.237E-06	.213E-01
7	.419E-01	.223E-06	.186E-01
8	.584E-01	.209E-06	.143E-01
9	.700E-01	.195E-06	.878E-02
10	.758E-01	.182E-06	.262E-02
11	.752E-01	.168E-06	-.362E-02
12	.687E-01	.154E-06	-.932E-02
13	.570E-01	.140E-06	-.137E-01
14	.420E-01	.126E-06	-.160E-01
15	.260E-01	.113E-06	-.154E-01
16	.125E-01	.993E-07	-.111E-01
17	.418E-02	.870E-07	-.562E-02
18	.745E-03	.763E-07	-.163E-02
19	.145E-03	.677E-07	.106E-03
20	.486E-03	.611E-07	.431E-03
21	.860E-03	.566E-07	.294E-03
22	.108E-02	.539E-07	.167E-03
23	.123E-02	.531E-07	.141E-03

INTERNAL FORCES

N	EL.	AXIS	TRANSV.	DEFL.	AXIS	TRANSV.	DEFL.	REACTION	REACTION
		FORCE	FORCE	, BEG.EL	FORCE	FORCE	, FIN.EL	OF SOIL	OF SOIL
		AT BEG.	AT BEG.	(MI)	AT FIN.	AT FIN.	(Mr)	P1	P2
		EL.(Ni)	EL.(Ql)		EL.(Nr)	EL.(Qr)			
1		-.498E-07	.687E-02	.228E-02	-.331E-04	-2.38	-.457	-.657E-02	-.438E-02
2		.332E-04	2.38	.458	-.661E-04	-9.51	3.84	-.438E-02	-.219E-02
3		.661E-04	9.51	-3.84	-.992E-04	-21.4	17.6	-.219E-02	-.336E-43
4		-.668E-01	-136.	-18.8	.668E-01	120.	-111.	-.276E-39	.218E-02
5		-.668E-01	-120.	111.	.668E-01	98.5	-222.	.218E-02	.419E-02
6		-.668E-01	-98.5	222.	.668E-01	72.5	-308.	.419E-02	.584E-02
7		-.668E-01	-72.5	308.	.667E-01	41.7	-367.	.584E-02	.700E-02
8		-.667E-01	-41.7	367.	.667E-01	6.17	-391.	.700E-02	.758E-02
9		-.667E-01	-6.18	391.	.667E-01	-34.1	-378.	.758E-02	.752E-02
10		-.667E-01	34.1	378.	.667E-01	-79.1	-321.	.752E-02	.687E-02
11		-.667E-01	79.1	321.	.666E-01	-129.	-217.	.687E-02	.570E-02
12		-.666E-01	129.	217.	.666E-01	-183.	-60.2	.570E-02	.420E-02
13		-.666E-01	183.	60.2	.666E-01	-243.	153.	.420E-02	.260E-02
14		-.666E-01	243.	-153.	.631E-01	-98.9	311.	.260E-03	275.
15		-.631E-01	98.9	-311.	.561E-01	92.4	291.	275.	184.
16		-.561E-01	-92.4	-291.	.472E-01	136.	161.	184.	49.2
17		-.472E-01	-136.	-161.	.369E-01	81.0	48.7	49.2	13.1
18		-.369E-01	-81.0	-48.7	.266E-01	23.9	-1.55	13.1	43.7
19		-.266E-01	-23.9	1.55	.173E-01	-2.39	-9.89	43.7	77.4
20		-.173E-01	2.39	9.89	.850E-02	-6.74	-4.07	77.4	97.3
21		-.850E-02	6.74	4.07	.207E-07	-.763E-05	-.763E-05	97.3	111.
22		.000	.561E-01	-.106E-07	.000	-.669E-01	1.22	.000	.251E-08

ДОДАТОК В
АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ

У цьому додатку наведені акти впровадження результатів проведених досліджень в навчальний процес в Одеському національному морському університеті, а також в практику проектування воднотранспортних споруд (причал типу «больверк»).



**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ МОРСЬКИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

вул. Мечникова, 34, м. Одеса, 65029, тел: (048) 732-17-35, факс: (048) 732-16-21, e-mail: office@onmu.odessa.ua

№ _____
на № _____



«Затверджую»

Ректор ОНМУ
проф. Руденко С.В.

« 21 » 12 2017 р.

АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

в навчальний процес результатів дисертаційної роботи Петросяна В.М.
на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук.

Даним Актом підтверджується, що результати дисертаційної роботи Петросяна Віктора Миколайовича за темою «Визначення експлуатаційних параметрів воднотранспортних споруд типу «больверк» використовуються в навчальному процесі на факультеті «Воднотранспортних і шельфових споруд» (кафедра «Морські і річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація») при навчанні очної та заочної форми з дисциплін «Гідротехнічні споруди», «Морські і річкові порти», «Шельфові і позапортові споруди», а також при веденні курсового та дипломного проектування.

Декан факультету
ВТіШС, к.т.н., доцент

І.М. Мироненко

Завідувач кафедрою
«Морські і річкові порти,
водні шляхи та їх технічна
експлуатація», д.т.н., проф.

М.П. Дубровський



Затверджую
Генеральний директор
ТОВ «ФЛАСК»
Ласиця І.В.
жовтня 2018 р.

АКТ

впровадження результатів визначення експлуатаційних параметрів водотранспортних споруд типу «больверк»

Справжнім підтверджується, що при реалізації Проекту реконструкції причалу №6 Бердянського морського торгового порту Перевантажувального комплексу компанії «ФЛАСК» використовувалися результати визначення експлуатаційних параметрів водотранспортних споруд типу «больверк», виконанні здобувачем кафедри "МРПВШтаТЕ" Одеського національного морського університету Петросяном Віктором Миколайовичем.

Петросян Віктор Миколайович брав безпосередню участь в реконструкції причалу №6 - авторський нагляд за будівництвом гідротехнічних споруд, в розробці методики аналізу існуючих експлуатаційних параметрів споруд, а також кінцеві експлуатаційні параметри споруди після реконструкції.

В результаті використання положень вищезазначених досліджень була підвищена надійність конструкції причалу, який було реконструйовано, і оптимізовані конструкторсько-технологічні рішення.

Генеральний директор
ТОВ «ФЛАСК»

І.В.Ласиця

ДОДАТОК Г
СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ
ТА ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації (публікації у наукових професійних виданнях):

1. Петросян В.Н. К определению предельной величины деформации тонкой стенки / Петросян В.Н., Калюжная В.Е. // Вісник Одеського державного морського університету, 1998, С.50-52
2. Петросян В.Н. Расчет активного и пассивного давления грунта на пологие стенки на основе технической теории предельного напряженного состояния / Яковлев П.И., Петросян В.Н., Карпюк В.М.// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, випуск №5, 2001, С.141-154
3. Петросян В.Н. Современные конструкторско-технологические решения как основа развития и совершенствования причального фронта Украины / Дубровский М.П., Пойзнер М.Б., Петросян В.Н.// Вісник Одеського державного морського університету, 2001, С.126-133
4. Петросян В.Н. Исследование особенностей взаимодействия стальных шпунтовых свай с грунтовой средой при технической эксплуатации, реконструкции и ремонте водотранспортных сооружений /М.П. Дубровский, В.Н. Петросян, Г.Н. Мещеряков // Вісник Одеського державного морського університету, 2010, С.69-80
5. Петросян В.Н. Натурные экспериментальные исследования погружения шпунтовых свай вдавливанием / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян, Г.Н. Мещеряков // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник «Механіка ґрунтів та фундаментобудування», випуск 75, книга 2, Київ, НДІБК, 2011, С. 338-344

6. Петросян В.Н. Крупномасштабные лабораторные исследования взаимодействия замковых соединений шпунтовых свай с грунтовой средой / М.П. Дубровский, Г.Н. Мещеряков, В.Н. Петросян // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник «Механіка ґрунтів та фундаментобудування», випуск 75, книга 2, Київ, НДІБК, 2011, С. 113-119
7. Petrosian V.N. Bulk Freight: Some Prospects for the Black and Azov Seas Ports /M. Doubrovsky, V. Petrosian, V. Kaluzhnaya, M. Vargin // Economics & Economy, Volume 1, Number 2, 2013. ELIT, Podgorica, Montenegro. Pp. 163-176.
8. Петросян В.Н. Расчет устойчивости оползневых склонов и откосов на основе использования элементов технической теории предельного напряженного состояния / Яковлев П.И., Петросян В.Н., Ладур О.В., Карпюк В.М. // Кубанский государственный аграрный университет, Сборник научных трудов, Краснодар, 2003, С. 42-52.
9. V. Petrosyan, M. Doubrovsky. Improvement Of Technological Solutions For Sheet Piling Walls Made Of U-Shape Piles. Journal of Civil Engineering and Architecture, volume 11, Number 4, USA, 2017. P. 335-341. (Наукометричні бази: Google Scholar; Ulrich's Periodicals Directory, USA; Chinese Database of CEPS, Taiwan; Summon Serials Solutions, USA; Norwegian Social Science Data Services (NSD), Norway; China National Knowledge Infrastructure (CNKI); J-Gate; Academic Key; SHERPA/RoMEO; CiteFactor, USA; Electronic Journals Library (EZB); SJournal Index; NewJour; Scientific Indexing Services; Scholar Steer;CrossRef.; Index Copernicus, Poland; InFoBase Index).
10. Петросян В.М. Аналіз сучасного стану експлуатованих причальних споруд морських портів України / М.П. Дубровський, В.М. Петросян, О.В. Калюжний, В.Є. Калюжна // Вісник Одеського національного морського університету, 2018, С.51-61.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

11. Петросян В.Н. Проблемы и перспективы строительства, реконструкции и модернизации глубоководных портовых причальных сооружений / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян, К.В. Петросян, Е.А.Тертычная // Материалы Восьмой международной транспортной конференции «Интер-транспорт». Одесса, 2009, С. 220 – 224
12. Петросян В.Н. Инновационные решения для развития причального фронта и шельфовых сооружений Черноморско-Азовского бассейна / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян, В.В. Литвиненко, К.В. Петросян, Е.А. Тертычная // Материалы Девятой международной транспортной конференции «Интер-транспорт». Одесса, 2010, С. 297 – 298
13. Петросян В.Н. О боковом давлении грунта на сооружение при воздействии сложной поверхностной нагрузки / П.И. Яковлев, В.Н. Петросян, Н.С. Прусенков // 4-та Українська науково-технічна конференція «Механіка ґрунтів та фундаментобудування», Київ, 2000, С.291-294
14. Петросян В.Н. Перспективы технического развития причального фронта морских портов на основе современных конструкторско-технологических решений / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // Пятая Международная Конференция «Транспортные перевозки в странах СНГ, Балтии, Европы», Одесса, 2000, С.112-115
15. Petrosyan V.N. Modern technologies for port quay structures' reconstruction / М.Р.Дубровский, М.В.Поизнер, V.N.Petrosyan. //Proc. of the5-th International Seminar on Renovation and Improvements to Existing Quay Structures, Technical University of Gdansk, Gdansk, Poland, 2001. Volume 1. Pp.127-134
16. Petrosyan V.N. Full-scale physical modeling of the system “granular media – steel sheet piling”. / М.Р.Дубровский, G.N. Meshcheryakov, V.N. Petrosyan, O.M. Dubrovska. // Advances in applied physics & material science congress APMAS 2011. Book of abstracts. Vol.1. Antalya, Turkey, 2011, P. 350
17. Petrosyan V.N. Modern tendencies in development and reconstruction of deep water quay walls in Ukrainian Black Sea ports. / A. Belakrouf, S.Gabi, V.N.

Petrosyan, K.V. Petrosyan, V.T. Oganessian // Материалы Десятой международной транспортной конференции «Интер-транспорт». Одесса, 2011, Р. 306-311

Опубліковані праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

18. Петросян В.Н. Экспериментальные исследования зависимости давления грунта на сооружение от его смещения при наличии нагрузки на ломаной поверхности насыпки / П.И. Яковлев, В.Н. Петросян // Гидротехнические сооружения морских портов и их механизация / Сб. научных трудов. М.: ОИИМФ, 1983, С. 27-29

19. Петросян В.Н. Общая классификация и характеристика существующих методов исследования эксплуатируемых причальных сооружений / А.В. Школа, В.Н. Петросян // Вопросы проектирования и эксплуатации инженерных сооружений и оборудования портов . - М.: В/О "Мортехинформреклама ", 1987. - / ОИИМФ/ С.70-75

20. Петросян В.Н. Анализ основных характеристик эксплуатируемого причального фронта портов Азово-Черноморского бассейна. Научно-технические проблемы эксплуатационной надежности портовых сооружений / В.Н. Петросян // Союзморниипроект. М.: Транспорт, 1988, С. 101-107

21. Петросян В.Н. Перспективы развития причального фронта украинских портов. «Судоходство» / М.П. Дубровский, В.Н. Петросян // Международный информационно-аналитический журнал, №7-8, 2000. С.58-59

22. Петросян В.Н. Развитие причального фронта морских портов. Современный мировой опыт «Судоходство» / В.Н. Петросян, М.П.

Дубровский // Международный информационно- аналитический журнал, №10, 2000. С.28

23. Петросян В.Н. Современные шпунты в отечественном портостроении / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», №6, 2003, С.62-64

24. Петросян В.Н. Разнообразие шпунтовых профилей / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», №1, 2004. С.84-85

25. Петросян В.Н. Возможности шпунтовых свай в портовой гидротехнике / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», №2, 2004. С.64-65

26. Петросян В.Н. Современные шпунтовые профили – основа высокого качества о портостроения / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», №6, 2004. С.60-61

27. Петросян В.Н. Новые возможности шпунтовых профилей / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // «Порты Украины», №3, 2006. С.52-53

28. Петросян В.Н. Вторая жизнь причалов / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян, В.Е. Калюжная // «Порты Украины», №3, 2007. С.62-63

29. Петросян В.Н. Эффективные технологии при использовании шпунтовых свай в портовом строительстве / М.П. Дубровский, М.Б. Пойзнер, В.Н. Петросян // Порты Украины, №6, 2005. С.26-28

Основні результати роботи доповідалися на:

- Сьомій Всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка й фундаментобудування» (Одеса, 2011) - доповідь;

- П'ятій, восьмій, дев'ятій, десятій й одинадцятій міжнародних транспортних конференціях «Інтер-Транспорт» (Одеса, 2009 – 2010 – 2011 – 2012) – доповіді;

- Міжнародній науково-технічній конференції «Advances in applied physics & material science congress APMAS 2011». (Туреччина, 2011) - доповідь;
- П'ятому міжнародному семінарі по реконструкції й удосконалюванню існуючих причальних споруд (Польща, 2001) - доповідь;
- Четвертій Українській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка й фундаментобудування» (Київ, 2001) - доповідь;
- Науково-технічних конференціях професорсько-викладацького складу й наукових співробітників Одеського національного морського університету (Одеса, 2000 – 2012) - доповіді.