

**ОДЕССКИЙ
ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ МОРСКОГО ФЛОТА**

На правах рукописи

ДУБРОВСКИЙ
Михаил Павлович

УДК 627.24.001.24

**КИНЕМАТИКА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ
ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ
С ГРУНТОВОЙ СРЕДОЙ**

Специальность 05.22.19

«Эксплуатация водного транспорта»

Автореферат
диссертации на соискание ученой степени
доктора технических наук

Одесса — 1994

718 00 000
Работа выполнена в Одесском институте инженеров морского флота на кафедре «Морские и речные порты, водные пути и их техническая эксплуатация»

ЛНБ України ім. В. Стефаника



00777535 (Y)

Официальные оппоненты:

— доктор технических наук, профессор, академик АС Украины **В. В. Ковтун;**

— доктор технических наук, профессор **Г. С. Башкиров;**

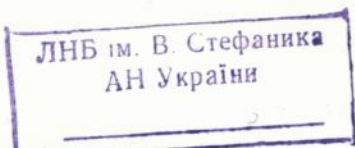
— доктор технических наук, профессор **В. Г. Яковенко.**

Ведущее предприятие — Черноморниипроект.

Защита состоится 28 июня 1994 г. в 14 часов на заседании специализированного совета Д 101.04.02 при Одесском институте инженеров морского флота (270029, Одесса, ул. Мечникова, 34), ауд. № 515-Л.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке института.

Автореферат разослан « 18 . » мая 1994 г.



Ученый секретарь
специализированного совета
Д 101.04.02
кандидат технических наук,
доцент

Н. П. Дидорчук

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность проблемы. Развитие и совершенствование экономики Украины невозможно без решения ряда важнейших государственных программ, среди которых на одном из основных мест находится транспортная. Ее реализация применительно к специфике эксплуатации водного (морского и речного) транспорта обуславливает поддержание (а в необходимых случаях - увеличение) пропускной способности портов как за счет установки на причалах современных перегрузочных комплексов и совершенствования режима их эксплуатации, так и путем создания новых комплексов и терминалов. Эта задача может быть успешно решена при условии существенного усовершенствования как методов проектирования и расчета портовых гидротехнических сооружений, так и их конструкторско-технологических решений.

Как правило, портовые гидротехнические сооружения (оградительные, причальные, берегозащитные, судоподъемные) характеризуются большими объемами капитальных вложений при их строительстве и реконструкции, сложностью, неоднородностью грунтовых условий и нагрузок. Эти обстоятельства определяют существенный экономический эффект, который могут дать новые конструктивные решения и расчетные методы, уточняющие характер работы сооружения.

Настоящая работа посвящена исследованию вопросов, касающихся обоснования и разработки кинематических методов расчета при проектировании и технической эксплуатации портовых гидротехнических сооружений, а также совершенствованию как основных несущих конструктивных элементов и сооружений в целом, так и способов их возведения и реконструкции, что обуславливает ее актуальность.

Цель исследований. Целью диссертации является совершенствование методов проектирования, строительства и технической эксплуатации рассматриваемых сооружений как на базе применения ориентированных на возможности современных ЭВМ инженерных методов, реализующих достоверную и логически обоснованную модель системы "сооружение-грунтовая

среда", так и с использованием новейших разработок по повышению грузооборота, пропускной и несущей способностей, прочности и других технико-эксплуатационных показателей портовых сооружений при их возведении и/или реконструкции.

Для достижения поставленной цели при разработке диссертации решались следующие задачи:

- изучение закономерностей и особенностей взаимодействия конструкций портовых гидротехнических сооружений с грунтовой средой (анализ и обобщение экспериментальных данных, предшествующих теоретических разработок);

- разработка кинематической расчетной модели системы "сооружение - грунтовая среда";

- формулировка смешанной нелинейной задачи расчета взаимодействия сооружения с грунтовой средой, включающей области допредельного и предельного напряженного состояния;

- разработка методик определения нагрузок от бокового давления грунта (в том числе с учетом поверхностных эксплуатационных нагрузок) на портовые сооружения и методик расчета последних как для случая выполнения их в виде жестких, так и гибких подпорных стенок;

- разработка метода определения ординаты точки приложения равнодействующей бокового давления грунта на сооружение для его произвольного деформированного состояния;

- исследование и разработка метода учета "обратного" направления сил контактного трения грунта, взаимодействующего с подпорной стенкой портового сооружения, отражающего специфику его эксплуатации в конкретных инженерно-геологических условиях и грузовом режиме;

- разработка вычислительных алгоритмов и реализующих их программ, автоматизирующих процесс определения зависимостей "нагрузка от бокового давления грунта - обобщенное перемещение сооружения" для любого деформированного состояния последнего;

- проведение математического моделирования с применением ЭВМ для изучения методологии реализации предложенных кинематических методов, получения расчетных данных для сравнения с соответствующими экспериментально определенными параметрами, апробации разработанных алгоритмов и программ.

- выполнение лабораторных экспериментальных исследований для выявления влияния кинематических факторов на напряженно-деформированное состояние системы "сооружение - грунтовая среда", изучения достоверности получаемых на основе разработанной расчетной модели результатов, анализа качественной и количественной сходимости экспериментальных и расчетных данных,

- разработка новых усовершенствованных конструкторско-технологических решений портовых сооружений, повышающих их несущую способность, увеличивающих надежность эксплуатации, сокращающих сроки возведения и/или реконструкции.

Научная новизна работы. В диссертации получены следующие новые научные результаты:

1. Обоснована и сформулирована кинематическая модель взаимодействия компонентов системы "портовое гидротехническое сооружение - грунтовая среда".

2. Разработана смешанная постановка задачи определения нагрузок от бокового давления грунта (в том числе с учетом поверхностных эксплуатационных нагрузок) на сооружение, учитывающая наличие и взаимодействие областей допредельного и предельного напряженного состояния и оперирующая новым критерием для установления границы между этими областями.

3. Упомянутая смешанная задача решена для портовых сооружений, конструкции которых включают как гибкие, так и жесткие подпорные стенки. Полученные решения распространены на сложные случаи эксплуатации портовых гидротехнических сооружений (многослойная грунтовая среда, неравномерно распределенная поверхностная эксплуатационная нагрузка и др.).

4. Разработан метод определения ординаты точки приложения равнодействующей бокового давления грунта на сооружение, реализующий вариационный подход для произвольного деформированного состояния сооружения.

5. Разработана методика учета физической нелинейности грунтовой среды, взаимодействующей с портовым гидротехническим сооружением, учитывающая текущее деформированное состояние системы "сооружение - грунт".

6. Разработана методика учета образования "обратно" направленных сил контактного трения грунтовой среды, взаимо-

действующей с боковой поверхностью сооружения.

7. Разработаны расчетные алгоритмы и реализующие их программы расчета на ЭВМ, обеспечивающие автоматизацию анализа напряженно-деформированного состояния системы "сооружение - грунтовая среда" на базе кинематических методов.

8. Разработаны на уровне изобретений новые конструкции и технологии для использования при проектировании, строительстве и технической эксплуатации портовых гидротехнических сооружений.

Практическая значимость. Предложенная кинематическая модель системы "портовое сооружение - грунтовая среда" и разработанные методики ее реализации, в том числе с применением ЭВМ, а также новые конструкторско-технологические решения позволяют повысить качественный уровень проектирования, строительства и технической эксплуатации гидротехнических сооружений.

Практическую ценность имеют следующие результаты:

- комплекс программ, реализующих разработанный алгоритм решения смешанной нелинейной задачи определения напряженно-деформированного состояния системы "сооружение - грунт";
- методики определения нагрузок от бокового давления грунта на портовые гидротехнические сооружения и расчета последних с учетом кинематических факторов;
- метод определения ординаты точки приложения равнодействующей бокового давления грунта на сооружение (без построения эпюр давления);
- конструкторско-технологические решения, способствующие повышению надежности и несущей способности эксплуатируемых сооружений, снижению материалоемкости возводимых и реконструируемых конструкций большинства известных типов.

Внедрение результатов работы. Результаты исследований по теме диссертации в виде методик расчета, алгоритмов и программ, реализующих нелинейные кинематические методы определения напряженно-деформированного состояния сооружений использовались при выполнении научно-исследовательских работ в Одесском институте инженеров морского флота и Черноморниипроекте. Новые конструкторско-технологические разработки внедрены как при проектировании различных

гидротехнических объектов, так и при строительстве сооружений в ряде портов и судоремонтных предприятий Украины.

Как теоретические, так и прикладные результаты исследований, изложенные в трех монографиях, справочнике, нескольких брошюрах и учебных пособиях используются в учебном процессе в Одесском институте инженеров морского флота, Санкт-Петербургском Государственном техническом университете, Институте последиplomного образования работников и специалистов водного транспорта Украины.

А п р о б а ц и я р а б о т ы. Основные результаты работы докладывались на международном симпозиуме "Инженерная геология шельфа и континентального склона морей и океанов" (Тбилиси, 1988), Всесоюзной научно-технической конференции "Проблемы проектирования, строительства, реконструкции и технической эксплуатации воднотранспортных гидротехнических сооружений" (Одесса, 1989), научно-производственном семинаре "Проблемы обследования, испытания, усиления и реконструкции сооружений" (РПИ, Даугавпилс, 1989), Всесоюзной научно-технической конференции "Проблемы проектирования, строительства, реконструкции и технической эксплуатации воднотранспортных гидротехнических сооружений" (Одесса, 1989), II международной конференции по морским портам (II evento internacional marítimo portuario. La Habana, Cuba, 1989), VII и IX международных научно-прикладных конференциях "Современные технологии в транспортном строительстве", (Варна, 1989, 1991), IX Европейской конференции по сейсмостойкому строительству (Москва, 1990), V Всесоюзной научной конференции "Механика сыпучих материалов", (Одесса, ОТИПД, 1991), 17 и 18 Всемирных конференциях Международной ассоциации портов и гаваней (17 & 18 IAPH World Conferences: Spain, 1991; Australia, 1993), III международной конференции "Проблемы свайного фундаментостроения" (Минск, 1992), IV Российской конференции с иностранным участием "Нелинейная механика грунтов" (Санкт-Петербург, 1993), 4 Канадской конференции по морскому геотехническому строительству (the 4th Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering. St. John's, Newfoundland, Canada, 1993), XIII Международной конференции по механике грунтов и фундаментостроению (XIII International

Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, 1994), ежегодных научных конференциях профессорско-преподавательского состава Одесского института инженеров морского флота и инженерно-строительного института.

П у б л и к а ц и и. По теме диссертации опубликовано свыше 100 работ, в том числе 3 монографии и справочник, 3 брошюры, 9 докладов на международных конференциях и 5 статей в иностранных журналах (вне СНГ), статьи в журналах "Транспортное строительство", "Строительные материалы и конструкции", "Основания, фундаменты и механика грунтов", в сборниках научных трудов Союзморниипроекта, Черноморниипроекта, ОИИМФ, "Известия ВНИИГ" и др. Новизна научно-технических решений защищена 37 авторскими свидетельствами на изобретения и патентами.

С т р у к т у р а и о б ъ е м р а б о т ы. Диссертация состоит из введения, пяти глав, заключения, списка использованных источников и приложений. Объем основной части работы - 355 страниц машинописного текста, 96 страниц с рисунками. Список использованных источников включает 229 наименований, в том числе 23 иностранных источника.

Н а з а щ и т у в ы н о с я т с я следующие научные результаты, полученные в процессе исследований по теме диссертации:

- принципы построения и основные положения смешанной кинематической модели взаимодействия портовых гидротехнических сооружений в виде подпорной стенки с грунтовой средой, учитывающей наличие областей предельного и допредельного напряженного состояния последней;

- постановка и методы решения смешанных задач определения интенсивности и результирующей бокового давления грунта как алгебраической суммы его предельной и допредельной составляющих и функции деформированного состояния сооружения;

- постановка и метод решения задачи определения ординаты точки приложения равнодействующей бокового давления грунта для промежуточных и граничных деформированных состояний сооружения (без построения эпюр давления);

- методики расчета нагрузок от бокового давления грунта, в том числе при воздействии эксплуатационных нагру-

зок, на портовые гидротехнические сооружения, включающие как жесткие, так и гибкие подпорные стенки, с учетом кинематических факторов; результаты математического моделирования, реализующего эти методики;

- методика учета физической нелинейности грунтовой среды, взаимодействующей с портовым гидротехническим сооружением, отражающая текущее деформированное состояние системы "сооружение - грунт";

- методика учета образования "обратно" направленных сил контактного трения грунтовой среды, взаимодействующей с боковой поверхностью сооружения;

- алгоритмизация и основные принципы автоматизации анализа напряженно-деформированного состояния системы "сооружение - грунтовая среда" на базе кинематических методов;

- результаты экспериментальных исследований моделей портовых сооружений с жесткими и гибкими подпорными стенками при изменении их кинематических параметров;

- новые конструкции и технологии для использования при проектировании, строительстве и технической эксплуатации основных типов (гравитационных, тонкостенных, на свайном основании) портовых гидротехнических сооружений.

КРАТКОЕ СОДЕРЖАНИЕ ДИССЕРТАЦИИ

1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ "ПОРТОВОЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СООРУЖЕНИЕ - ГРУНТОВАЯ СРЕДА"

Исторически развитие методов расчета портовых сооружений, которые независимо от их конструктивного решения всегда следует рассматривать во взаимодействии с окружающей их грунтовой средой, происходило в двух направлениях: путем оценки предельных состояний сооружений (без учета их деформированного состояния) и на основе деформационных методов, рассматривающих допредельную стадию работы сооружений.

Первое направление основывается на выдвинутых более 200

лет назад идеях Ш.Кулона, которые получили развитие в работах Ф.Кеттера, К.Терцаги, В.В.Соколовского, С.С.Голушкевича, В.Г.Березанцева, Г.К.Клейна, П.И.Яковлева и др. Однако подобный подход не дает возможности оценить деформированное состояние воднотранспортных сооружений, а значит, и определить их соответствие условиям нормальной эксплуатации.

Второе направление, основанное на решениях теории твердого деформируемого тела и строительной механики, первоначально развивалось на методах и моделях линейно деформируемой среды (труды П.А.Миняева, Г.И.Глушкова, П.П.Аргунова, К.Терцаги, Н.М.Герсегованова, М.Н.Гольдштейна, М.И.Горбунова-Посадова и др.). Выявившиеся существенные расхождения результатов применения этих методов с экспериментальными данными обусловили переход к разработке нелинейных методов расчета взаимодействия портовых сооружений с грунтовой средой, учитывающих специфику деформирования последней (исследования Н.К.Снитко, Г.К.Клейна, Ф.М.Шихиева, С.Н.Курочкина, И.П.Бойко, В.В.Ковтуна, В.М.Кириллова и др.).

В то же время, учет особенностей деформированного состояния системы "сооружение - грунтовая среда" только на стадии упругой работы грунтов, не позволил обеспечить удовлетворительную сходимость результатов применения нелинейных методов расчета сооружений с экспериментальными данными. Это обусловило развитие более глубокого подхода к изучению рассматриваемых систем - подхода, основанного на смешанной постановке упругопластической задачи (разработки Д.Е.Польшина, В.А.Флорина, М.В.Малышева, А.К.Бутрова, В.В.Ковтуна, В.Н.Николаевского, В.А.Гришина, И.П.Бойко и др.), что позволило более точно описывать явления, наблюдаемые при контакте сооружения с грунтовой средой, где, как показывают опыты, предельное равновесие охватывает лишь часть массива грунта, тогда как другая его часть находится в допредельном состоянии. Однако широкому практическому внедрению известных смешанных методов препятствует ряд таких моментов, как сложность расчетной модели и реализующего ее математического аппарата, необходимость определения некоторых новых расчетных параметров грунтовой среды (а значит, и применения нетрадиционных лабораторных испытаний образцов грунта на нестан-

дартном оборудовании) и др. Это, в частности, обусловило актуальность и целесообразность разработки сравнительно простых и не требующих использования нетрадиционных характеристик грунта кинематических методов исследования напряженно-деформированного состояния систем "сооружение - грунтовая среда", приведенных в настоящей работе.

Особое значение отмеченные обстоятельства имеют при исследовании и прогнозировании работы в процессе эксплуатации сооружений в виде гибких подпорных стенок (больверки, набережные уголкового типа и т.п.), в которых изначально заложена способность к деформированию при восприятии нагрузок от бокового давления грунта (причем эта нагрузка является основной для таких сооружений).

Значительный вклад в исследования зависимости между характером деформации гибких стенок и нагрузками от бокового давления внесли И.Одэ, К.Терцаги, Р.Строер, Г.П.Чеботарев, Б.Хансен, Б.Ф.Горюнов, В.Б.Гуревич, В.С.Христофоров, Р.Роу, П.Бауман, А.Я.Будин и др.

Следует отметить, что необходимость разработки сложных приближенных методов, базирующихся на ряде весьма условных предпосылок, обусловлена в значительной мере несовершенством общего графованалитического метода расчета усилий в больверке, нечувствительного к деформационным характеристикам шпунта и грунта. Применение же дискретных методов строительной механики и механики сплошной среды, в частности метода конечных элементов, снимает ряд условностей. Они позволяют автоматически получать и изогнутую ось, и перемещения шпунтовой стенки, и эпюры изгибающих моментов, и эпюры реактивного давления основания, соответствующие заданным деформационным характеристикам стенки и грунта. Снятие проблемы учета жесткости шпунта и податливости грунта выводит на следующий, более высокий уровень проблемы, заключающийся в установлении не только качественных, но и количественных зависимостей между перемещениями (деформациями) стенки больверка и боковым давлением грунта, а также учета одновременного наличия в грунте, контактирующем со стенкой, зон как предельного, так и допредельного напряженного состояния, т.е. постановки смешанной упругопластической задачи.

Необходимость учета деформированного состояния сооружения при определении воспринимаемых им нагрузок от бокового давления грунта, выявленная и подтвержденная экспериментально, в настоящее время находит отражение уже не только в научно-исследовательских работах, но и в новейших разработках нормативных документов стран Европейского Сообщества.

В то же время, проблема выбора и разработки оптимальных (как по достоверности получаемых результатов, так и по простоте и доступности на стадии реализации) методов проектирования и расчета, учитывающих кинематические факторы при восприятии сооружением эксплуатационных нагрузок, не решена, хотя накопленный багаж научных знаний в этой области делает ее решение возможным и целесообразным. Представляется, что развитие такого научного направления является перспективным и имеющим несомненное практическое значение.

2. КИНЕМАТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Расчетная модель, лежащая в основе кинематического метода исследования взаимодействия портового гидротехнического сооружения в виде жесткой подпорной стенки, имеющей произвольно наклоненную к вертикали (угол α_0) контактную грань, с грунтовой засыпкой, дневная поверхность которой в общем случае составляет с горизонтом угол β и загружена равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью q , базируется на следующих основных предпосылках.

1. Характер напряженного состояния в произвольной точке на контакте боковой поверхности сооружения с грунтом определяется отношением горизонтального смещения $u(z)$ поперечного сечения сооружения к глубине z расположения этого сечения относительно места пересечения поверхности грунта с подпорной стенкой. Тогда при $u(z)/z < \alpha$ грунт будет находиться в допредельном, а при обратном соотношении - предельном напряженном состоянии. Поскольку условия формирования предельного напряженного состояния грунта по всей контактной грани сооружения (высотой H) и по ее части

(на участке высотой z) аналогичны, на основе известных экспериментальных исследований (опыты И.В.Яропольского, Г.К.Клейна, И.П.Прокофьева, Д.Тейлора, Ф.М.Шихиева, К.Терцаги, П.И.Яковлева и др.) можно принять, что при образовании активного давления $\alpha = \alpha_a = 0,001 + 0,0015z$, а при возникновении пассивного давления $\alpha = \alpha_p = 0,01 + 0,03z$.

Граница зон предельного и допредельного напряженного состояния грунта (или высота h зоны контакта грунта, находящегося в предельном состоянии, с сооружением) может быть найдена из условия $u(h)/h = \alpha$, для использования которого следует задать вид функции $u(z)$, определяемой характером деформаций сооружения (например, для жестких конструкций эта функция линейная, а при поступательных перемещениях $u = \text{const}$ и $h = u/\alpha$).

2. Углы отклонения равнодействующей реактивного давления массива грунта позади призмы распора (или отпора) от нормали к границе этой призмы и равнодействующей бокового давления грунта от нормали к контактной грани сооружения принимаются для зоны предельного напряженного состояния высотой h соответственно равными углам внутреннего трения грунта φ и контактного трения $\delta = m \cdot \varphi$ ($0 \leq m \leq 1$), а для зоны допредельного напряженного состояния высотой $H-h$ соответственно равными φ' и δ' , причем

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

где n - параметр, зависящий от соотношения размеров зон предельного и допредельного напряженного состояния грунта ($0 \leq n \leq 1$) и определяемый отношением $n = V_e/V$ (V_e и V - соответственно объемы призм грунта, находящегося в предельном напряженном состоянии, и всего грунта, взаимодействующего с контактной гранью сооружения, определяемые из геометрических соображений в соответствии с принятой формой поверхности скольжения);

φ_0 - условный угол внутреннего трения грунта при давлении в состоянии покоя (определяется по известным рекомендациям);

$\delta_0 = m \cdot \varphi_0$ - условный угол контактного трения при давлении в состоянии покоя.

Расчетные зависимости для определения распорного и отпорного давления грунта определяются универсальными формулами, отличающимися в указанных случаях лишь знаками перед значениями углов φ , δ или φ' , δ' (этот принцип аналогии выявлен П.И.Яковлевым). В связи с этим в дальнейшем в универсальных формулах используются двойные знаки "+" либо "+", подразумевая, что верхние знаки соответствуют распорному, а нижние - отпорному давлению грунта.

Общая схема получения искомого решения базируется на последовательном рассмотрении условий равновесия предельной и допредельной зон напряженного состояния грунта, взаимодействующего с сооружением для его произвольного промежуточного деформированного состояния. Для первой из них определяется не только предельная составляющая E_e бокового давления грунта на сооружение, но и реакции со стороны нижележащей допредельной зоны, которые на втором этапе, т.е. при рассмотрении условий равновесия допредельной зоны, принимаются по отношению к ней как внешние силы, что позволяет найти и допредельную составляющую E' давления.

Результирующая бокового давления определяется из выражения

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

здесь и далее все параметры, относящиеся к предельному состоянию грунта снабжены индексом "е", а характеризующие допредельное состояние - обозначены штрихом.

Характерные зависимости бокового давления грунта (распорного и отпорного) от обобщенных перемещений сооружения, получаемые в результате применения разработанного кинематического метода, приведены на рис.1,а.

При решении задачи, основанной на гипотезе о плоских поверхностях скольжения, получено (рис.1,б,в):

$$E_e = G_e \cdot \sin(\theta_e \mp \varphi_e) / \cos(\alpha_o \pm \delta_e \pm \varphi_e - \theta_e);$$

$$E' = S \cdot \sin(\theta' \mp \varphi' - \eta) / \cos(\alpha_o \pm \delta' \pm \varphi' - \theta'),$$

$$\text{где } S = [R_e^2 + G'^2 + 2 \cdot R_e \cdot G' \cdot \cos(\varphi_e \mp \theta_e)]^{1/2};$$

$$R_e = G_e \cdot \cos(\alpha_o \pm \delta_e) / \cos(\alpha_o \pm \delta_e \pm \varphi_e - \theta_e).$$

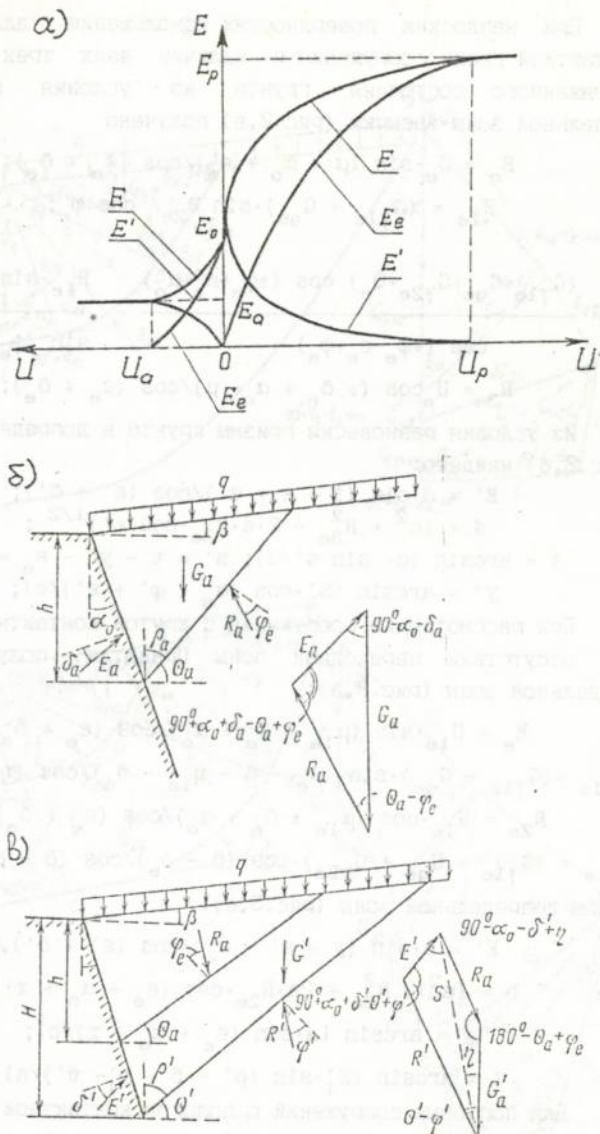


Рис.1. К определению нагрузок от бокового давления

грунта на сооружение с учетом его кинематики

а - зависимость результирующей бокового давления и ее составляющих от обобщенных перемещений сооружения; б, в - расчетные схемы при плоских поверхностях скольжения для зон предельного и допредельного напряженного состояния соответственно

При неплоских поверхностях скольжения для крутой контактной грани сооружения и наличии всех трех областей напряженного состояния грунта из условия равновесия предельной зоны засыпки (рис.2,а) получено

$$E_e = U_e \cdot \sin (\mu + \alpha_o + \varepsilon_e) / \cos (\varepsilon_e \mp \delta_e);$$

$$R_{1e} = (G_{\gamma 1e} + G_{qe}) \cdot \sin \theta_{2e} / \cos \varphi_e;$$

$$R_{2e} = \frac{(G_{\gamma 1e} + G_{qe} + G_{\gamma 2e} + Q_e) \cos (\pm \varphi_e + \varepsilon_e + \alpha_o)}{\cos (\mp \varphi_e - \varepsilon_e + \varphi_e)} - \frac{R_{1e} \cdot \sin \theta_{1e}}{\sin (\varphi_e + \alpha_o)};$$

$$R_{3e} = U_e \cos (\pm \delta_e + \alpha_o + \mu) / \cos (\varepsilon_e \mp \delta_e);$$

Из условия равновесия призмы грунта в допредельной зоне (рис.2,б) найдено:

$$E' = d \cdot \sin (t - \varepsilon + \varepsilon') / \cos (\varepsilon' \mp \delta');$$

где $d = (c^2 + R_{3e}^2 - 2 \cdot c \cdot R_{3e} \cdot \cos z')^{1/2};$

$$t = \arcsin (c \cdot \sin z' / d); z' = \pi - y' - \varepsilon_e - \alpha_o;$$

$$y' = \arcsin [S'_2 \cdot \cos (\alpha_o \pm \varphi' + \varepsilon') / c];$$

При рассмотрении сооружения с крутой контактной гранью при отсутствии переходной зоны Прандтля получено для предельной зоны (рис.3,а):

$$E_e = U_{1e} \cdot \sin (\mu_{1e} + \varepsilon_e + \alpha_o) / \cos (\varepsilon_e \mp \delta_e);$$

$$R_{1e} = (G_{\gamma 1e} + G_{qe}) \cdot \sin (\rho_e - \beta - \eta_{1e} - \theta_e) / \cos (\eta_{1e} + \theta_e);$$

$$R_{2e} = U_{1e} \cdot \cos (\mu_{1e} \pm \delta_e + \alpha_o) / \cos (\varepsilon_e \mp \delta_e);$$

$$U_{1e} = (G_{\gamma 1e} + G_{qe} + G_{\gamma 2e}) \cdot \cos (\beta - \rho_e) / \cos (\beta - \rho_e + \mu_{1e});$$

и для допредельной зоны (рис.3,б):

$$E' = b \cdot \sin (y + \varepsilon' - \varepsilon_e) / \cos (\varepsilon' \mp \delta'),$$

где $b = [a^2 + R_{2e}^2 + 2a \cdot R_{2e} \cdot \cos (\varepsilon_e + \alpha_o + x)]^{1/2};$

$$y = \arcsin [a \cdot \sin (\varepsilon_e + \alpha_o + x) / b];$$

$$x = \arcsin [S'_1 \cdot \sin (\rho' - \beta - \eta'_1 - \theta') / a];$$

Для портовых сооружений с пологой контактной гранью в соответствии с расчетной схемой, приведенной на рис.3,в, результирующая бокового давления грунта найдена в виде

$$E = g \cdot \sin (\theta_{2e} + p) / \sin \mu,$$

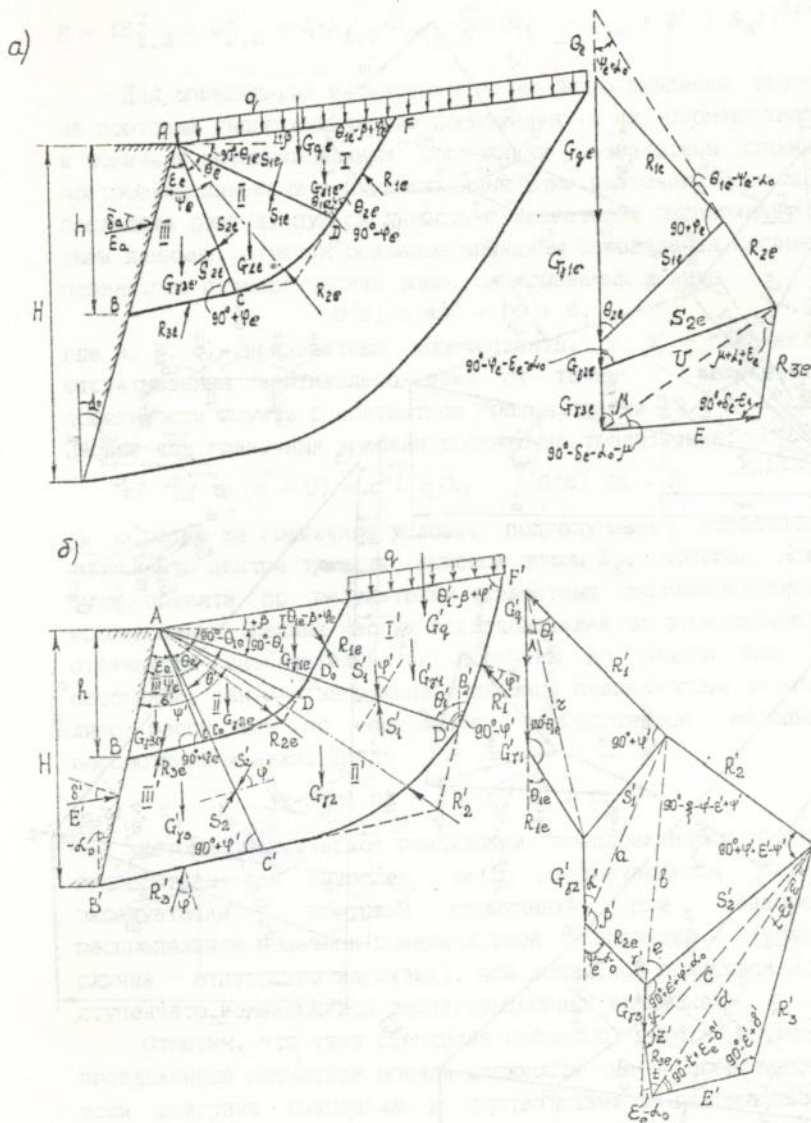


Рис.2. Определение нагрузок от бокового давления грунта на сооружение при неплоских поверхностях скольжения (случай крутой стенки при наличии промежуточной зоны Прандтля)
а,б - расчетные схемы для зон предельного и допредельного напряженного состояния грунта соответственно

$$\text{где } p = \arcsin [S_{1,3} \cdot \sin(\theta_{1e} - \theta'_1 \pm \varphi_e \mp \varphi')/g];$$

$$g = [S_{1,3}^2 + S_{2,3}^2 + 2 \cdot S_{1,3} \cdot S_{2,3} \cdot \cos(\theta'_1 - \theta_{1e} \pm \varphi' \mp \varphi_e)]^{1/2};$$

Для определения интенсивности бокового давления грунта на портовые гидротехнические сооружения в их промежуточных и конечных деформированных состояниях разработаны способы построения линейных и криволинейных эпюр давления. Поскольку последние дают лучшую сходимость с известными экспериментальными данными, отметим основные принципы определения расчетных параметров параболических эпюр, записываемых в виде

$$\sigma(z) = az^2 + bz + c, \quad (3)$$

где a, b, c - неизвестные коэффициенты, а z - ордината, отсчитываемая вертикально вниз от точки пересечения поверхности грунта с контактной гранью стенки ($0 \leq z \leq H$). Первые два граничных условия достаточно традиционны:

$$\sigma(z=0) = c = q \cdot \lambda, \quad \int_0^H \sigma(z) dz = E.$$

Третье же граничное условие подразумевает известность координаты центра тяжести искомой эпюры z_R , которая может быть принята по результатам известных экспериментальных исследований (данные многих исследователей об этом параметре отличаются незначительно и получены из опытов как со свободной, так и с загруженной дневной поверхностью засыпки) либо рассчитана по специально разработанной методике, рассмотренной ниже. Тогда

$$\int_0^H z \cdot \sigma(z) dz / \int_0^H \sigma(z) dz = z_R.$$

Методы практической реализации предложенного подхода разработаны для наиболее часто встречающихся случаев эксплуатации портовых сооружений: при равномерно распределенной полезной поверхностной нагрузке (частный случай - отсутствие нагрузки), при локальной полосовой и при ступенчато изменяющихся эксплуатационных нагрузках.

Отметим, что учет сцепления связного грунта в рамках предложенной расчетной модели сложности не представляет, если действие сцепления в соответствии с рекомендациями действующих нормативных документов принять тождественным приложению внешней равномерно распределенной нагрузки

известной интенсивности.

Разработан метод определения центра давления без построения соответствующих эпюр, реализующий вариационный подход к исследованию рассматриваемой системы. В основу его положено не традиционное варьирование функционала ее потенциальной энергии, а варьирование функционала моментов опрокидывающих и удерживающих сил, действующих на систему.

Соответствующие расчетные схемы при плоских и неплоских поверхностях скольжения приведены на рис.4. В первом случае условие равновесия по моментам относительно точки А для 1-го деформированного состояния сооружения записывается в виде

$$E_i l_{Ei} - R_i l_{Ri} + G_i l_{Gi} = 0, \quad (4)$$

где

$$G_i l_{Gi} = G_{\gamma i} l_{\gamma i} + G_{qi} l_{qi},$$

$l_{Ei}, l_{Ri}, l_{\gamma i}, l_{qi}$ — плечи соответствующих сил.

В уравнении (4) неизвестными величинами являются плечи l_{Ei} и l_{Ri} , а определение остальных входящих в него параметров принципиальных затруднений не вызывает. Поскольку в общем случае плечи l_{Ei} и l_{Ri} являются функциями смещения стенки U_i или (что совпадает по смыслу) высоты h_i , а вид этих функций априорно неизвестен, то примем их степенными

$$\left. \begin{aligned} l_{Ei} &= a_E h_i^k + b_E h_i^{k-1} + \dots + c_E h_i + d_E; \\ l_{Ri} &= a_R h_i^k + b_R h_i^{k-1} + \dots + c_R h_i + d_R, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

где k — целое положительное число ($k = 1, 2, \dots$).

С учетом выражений (5) общая зависимость (4) становится уравнением с $2(k+1)$ неизвестными параметрами $a_E, b_E, \dots, d_E, a_R, b_R, \dots, d_R$. Для их нахождения следует получить систему из $2(k+1)$ линейных уравнений, что можно сделать, учитывая справедливость уравнения (4) для любого промежуточного деформированного состояния взаимодействующего с сооружением массива грунта. Тогда, принимая $1 = 2(k+1)$, из общего уравнения (4), варьируя параметром 1, с учетом выражения (5), получаем искомую систему. Найдя плечо силы E_i несложно определить ординату точки ее приложения:

$$z_{Ei} = H - l_{Ei} \cdot \cos \alpha_0 / \cos \delta_i,$$

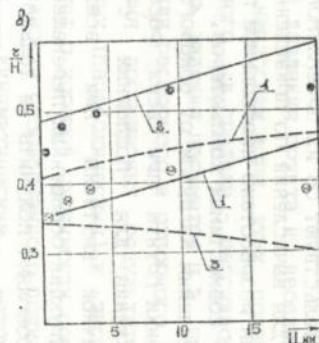
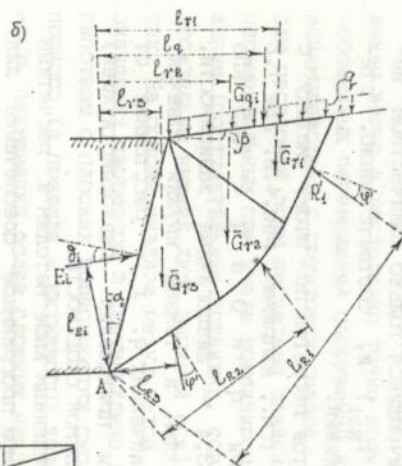
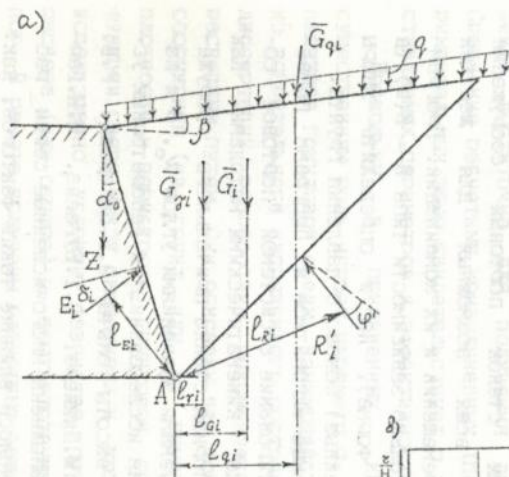


Рис.4. К определению координаты точки приложения равнодействующей бокового давления грунта на сооружение

а,б - расчетные схемы при плоских и плоских поверхностях скольжения;

в - сопоставление опытных и расчетных данных

где δ_1 - угол, определяющий направление действия силы E_1 и вычисляемый для данного 1-го деформированного состояния сооружения по формуле

$$\delta_1 = \pm \delta_e - \arcsin [(E'/E) \cdot \sin (\pm \delta_e \mp \delta')].$$

При неплоских поверхностях скольжения (рис.4,б) реализован аналогичный подход, отличающийся только количеством неизвестных ($l_{R1}, l_{R11}, l_{R21}, l_{R31}$) и, соответственно, степенью решаемой системы уравнений.

Сопоставление результатов расчетов по этому методу с известными опытными данными (см., например, рис.4,в, где 1,2 - зависимости, полученные при $q = 0$ и $q = 13,5$ кПа соответственно ($m = 0,25$), 3,4 - аналогичные зависимости, полученные при $m = 0$; светлые и темные кружки отвечают опытным данным при тех же значениях q , r - расстояние от основания стенки до точки приложения равнодействующей) свидетельствуют об их приемлемой сходимости.

Для вычислений по приведенным выше методам и расчетным схемам разработано необходимое программное обеспечение для IBM - совместимых компьютеров, которое включает программы определения нагрузок от бокового (распорного или отпорного) давления грунта при всех рассмотренных выше поверхностях скольжения для подпорных стенок портовых сооружений различной крутизны при всех возможных для жестких конструкций обобщенных перемещений и их комбинаций. Программы позволяют получить не только зависимости типа $E = E(u)$ (в табличной или графической форме), но и определить эпюры (билинейные либо криволинейные) бокового давления грунта.

На основе указанных выше алгоритмов и программ проведено численное экспериментирование с системой "портовое сооружение - грунтовая среда" кинематическими методами. Как для модельной задачи (подпорная стенка причального сооружения высотой 15 м с варьируемыми значениями углов α_0, β и параметра $m = \delta/\varphi$), так и для исследованных в лабораторных условиях сооружений меньшей высоты (опыты Э.В.Цагарели, Р.В.Лубонова, П.И.Яковлева, Ф.М.Шихиева, В.Т.Бугаева, М.Н.Варгина, М.Е.Кагана и др.) выполнены многочисленные серии расчетов, в ходе которых изучалось влияние таких факторов, как: направление, характер и величина обобщенных перемещений сооружения; топология сооружения и взаимодействующего с ним

массива грунта; форма поверхностей скольжения; точность задания параметра α (в сравнении с точностью задания других исходных данных: γ , ϕ , q).

Анализ полученных результатов и их сопоставление с экспериментальными привели к следующим выводам.

Разработанные кинематические методы позволяют качественно верно и достаточно точно количественно учесть влияние обобщенных перемещений сооружения на условия и характер его взаимодействия с грунтовой средой. Как для отпорной, так и для распорной зоны расчетные зависимости $E=E(u)$ подобны экспериментальным при учете комбинированных перемещений сооружения (поступательные подвижки, совмещенные с поворотом относительно нижней либо верхней оси), а также при его поворотах. На основе анализа результатов расчетов при различных значениях параметра m подтверждена возможность использования гипотезы о плоских поверхностях скольжения при оценке распорного (в пределе - активного) давления грунта и необходимость применения более сложных неплоских форм этих поверхностей при рассмотрении отпорного (в пределе - пассивного) давления. Показано, что точность задания параметра α в принятых интервалах его значений для распорного и отпорного давлений достаточна для получения достоверных результатов. Сравнение расчетных криволинейных (параболических) и экспериментальных эпюр свидетельствует о хорошей сходимости сопоставляемых параметров и эффективности разработанного подхода.

Поскольку в примененных кинематических методах существенную роль играет параметр α , используемый в критерии перехода грунтовой среды, взаимодействующей с сооружением, из допредельного напряженного состояния в предельное, то в диссертации разработаны рекомендации по его определению расчетным путем. Они основаны на том, что любые смещения сооружения (на грунт или от грунта) вызывают изменения плотности и пористости грунтовой среды, а для получения функции связи между смещениями и коэффициентами пористости использовано условие равенства приращения объема призмы распора (или отпора) и соответствующего приращения объема пор. В работе получены расчетные зависимости для вычисления значений параметра α для различных видов обобщенных

перемещений сооружений и при различных формах поверхностей скольжения грунта, охватывающие возможные в практике эксплуатации портовых сооружений ситуации.

Так, для комбинированного обобщенного перемещения (поступательного U , совмещенного с поворотом (угол ρ) относительно верхнего ребра сооружения) получено при использовании плоских поверхностей скольжения

$$\alpha_{\Pi} = 2\Pi \cdot (e_o - e_e) / (1 - e_e) - U/Z$$

и при применении криволинейных поверхностей скольжения

$$\alpha_K = 2K \cdot (e_o - e_e) / (1 - e_e) - U/Z,$$

где

$$\Pi = \frac{(\operatorname{tg} \alpha_o + \operatorname{tg} \rho) \cdot (1 + \operatorname{tg} \alpha_o \cdot \operatorname{tg} \beta)}{2(1 - \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{tg} \rho)};$$

$$K = \frac{\cos \eta_e}{2 \cdot \cos^2 \alpha_o \cdot \cos \varphi_e} \times \left\{ \frac{\cos(\theta_{1e} - \beta) \cdot \cos \eta_e \cdot \exp(\mp 2\theta_e \cdot \operatorname{tg} \varphi_e)}{\sin(\theta_{1e} - \beta \pm \varphi_e)} + \right. \\ \left. + \sin \varepsilon_e + \frac{\cos \eta_e \cdot [\exp(\mp 2\theta_e \cdot \operatorname{tg} \varphi_e) - 1]}{2 \sin \varphi_e} \right\};$$

e_e и e_o - коэффициенты пористости грунта, соответствующие его предельному напряженному состоянию при давлении E_e и состоянию покоя (давление E_o).

В заключение данного раздела отметим, что рассмотренная в нем расчетная модель не предполагает учет "исторического" фактора, однако последний может быть реализован при дальнейшем развитии разрабатываемого научного направления.

3. НЕКОТОРЫЕ СЛОЖНЫЕ СЛУЧАИ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ С ГРУНТОВОЙ СРЕДОЙ

В работе рассмотрены некоторые часто встречающиеся в практике эксплуатации портовых гидротехнических сооружений

сложные случаи их взаимодействия с грунтовой средой. В частности, разработанный кинематический подход распространен на многослойную грунтовую среду, а также на случай приложения к поверхности сооружения сложной (неравномерно распределенной) эксплуатационной нагрузки.

Для неоднородной (многослойной) грунтовой среды возникают проблемы, связанные с учетом образования зон предельного и допредельного напряженного состояния как в границах какого-либо одного (промежуточного) слоя, так и в различных слоях грунта.

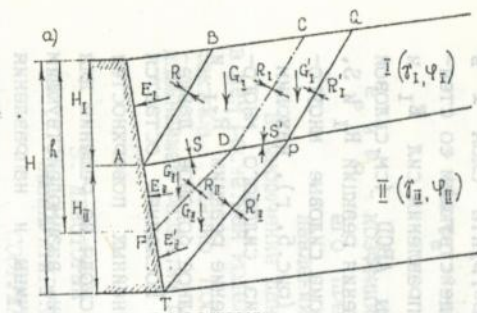
Так, например, для двухслойной грунтовой среды с зоной предельного напряженного состояния в пределах первого и частично второго (нижнего) слоя для плоских поверхностей скольжения (расчетная схема приведена на рис. 5, а) результирующий вектор бокового давления грунта на стенку

$$\bar{E} = \bar{E}_I + \bar{E}_{II} + \bar{E}'_{II}, \quad (6)$$

где $\bar{E}_I$ - предельное боковое давление грунта слоя I;

$\bar{E}_{II}$ и $\bar{E}'_{II}$ - предельная и допредельная составляющая бокового давления грунта слоя II.

Исходя из традиционного решения для грунта слоя I в предельном напряженном состоянии, взаимодействующим со стенкой на высоте H_I , получены величины и направления сил E_I и R . Затем из условия равновесия призмы ABCD (см. силовой многоугольник на рис. 5, б), зная направления реакций R_I и S , находим величины последних. Далее, построив силовые многоугольники для призм ADF (рис. 5, в) и DCQP (рис. 5, г), находим силу E_{II} и реакции R_{II} и S' . Наконец, из силового многоугольника FDPQ (рис. 5, д), зная направление реакции R'_{II} и силы E'_{II} , находим величину последней. Полное боковое давление на стенку находим из выражения (6). Последнее остается справедливым при использовании криволинейных поверхностей скольжения (рис. 6, а). В этом случае, исходя из решения для слоя I в предельном напряженном состоянии, взаимодействующим со стенкой на высоте H_I , получены величины и направления силы E_I и реакции R_1, R_2, R_3 . Затем из условия равновесия призмы A_1F_0PD (рис. 6, б), зная направления реакций S_1 и R'_1 , находим величины последних; из условия равновесия призмы A_0A_1DC (рис. 6, в), зная направления реакций S_2 и



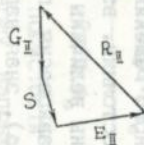
б)



2)



б)



г)

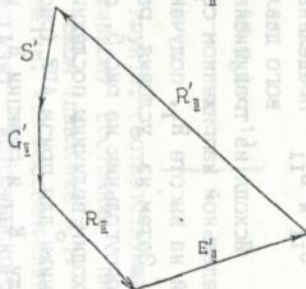
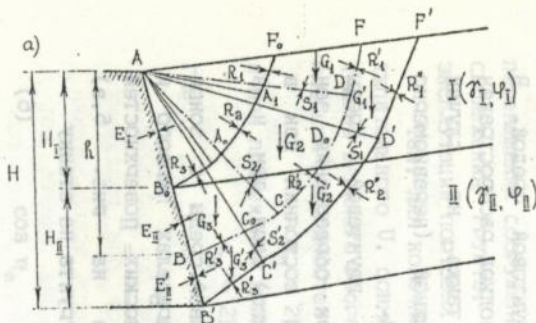
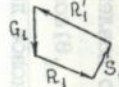


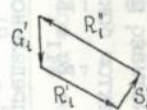
Рис.5. К учету слоистости грунтовой среды, взаимодействующей с сооружением при плоских поверхностях скольжения



б)



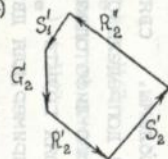
г)



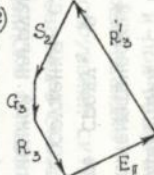
б)



е)



е)



з)

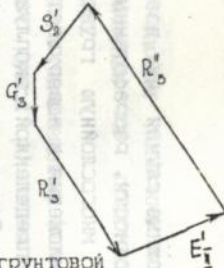
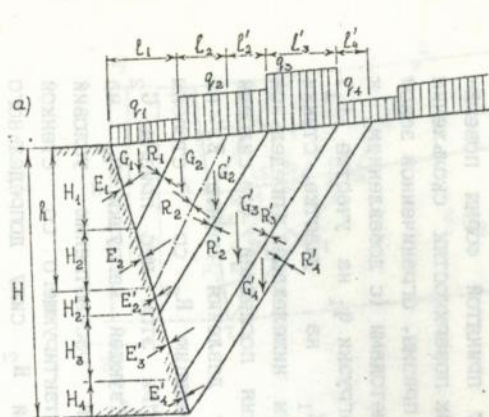


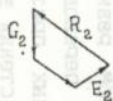
Рис.6. К учету слоистости грунтовой среды, взаимодействующей с сооружением при неплоских поверхностях скольжения

R'_2 , находим их величины; из условия равновесия призмы $B_0A_0CB_1$ (рис. 6, г), зная направление силы E_{II} и реакции R'_3 , находим величины E_{II} и R'_3 . Далее находим: из условия равновесия призмы $D_0FF'D'$, (рис. 6, д), зная направления реакций S'_1 R''_1 , величины этих реакций; из условия равновесия призмы $C_0D_0D'C'$ (рис. 6, е), зная направление реакций S'_2 и R''_2 , величины последних, наконец, из условия равновесия призмы $BC_0C'B'$ (рис. 6, ж), зная направления реакции R'_3 и силы E'_{II} , величину силы E'_{II} .

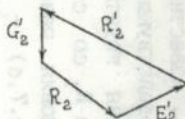
При постановке и решении смешанной задачи расчета нагрузок от бокового давления грунта на подпорную стенку эксплуатируемого портового сооружения исследован случай, когда нагрузка на поверхности засыпки распределена неравномерно и на участках длиной l_i имеет интенсивность q_i , причем (для большей общности постановки) поверхность скольжения, ограничивающая зону предельного (активного либо пассивного) напряженного состояния, выклинивается на поверхность засыпки в точке, не совпадающей с каким-либо скачком в нагрузках q_i . При этом из каждой точки на поверхности засыпки, где происходит скачок в величинах q_i , проводятся поверхности скольжения, причем в пределах высоты h они строятся по углам φ_e и δ_e , а в пределах высоты $H-h$ - по углам φ' и δ' . Дальнейший ход решения зависит от принятой формы поверхностей скольжения. Так, при плоских поверхностях скольжения (схема на рис. 7, а) для предельной призмы, ограниченной зоной действия нагрузки q_1 , известными методами (с добавлением к весу призмы G_1 равнодействующей нагрузки q_1 на участке l_1) получаем силу давления грунта E_1 на участке стенки высотой H_1 и реакцию R_1 со стороны нижележащей предельной призмы. Затем из условия равновесия последней (см. силовой многоугольник на рис. 7, б) - силу давления грунта E_2 на участке стенки высотой H_2 и реакцию R_2 со стороны нижележащей допредельной призмы, при этом вес призмы G_2 определяется с учетом равнодействующей нагрузки q_2 на участке l_2 . Далее переходим к рассмотрению условий равновесия допредельных призм контактирующего со стенкой грунта. Для участка стенки высотой H_2 силу допредельного бокового давления E'_2 определяем из силового многоугольника, приведенного на рис. 7, в, где вес призмы G'_2 найден с учетом



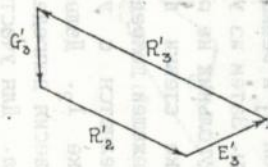
д)



б)



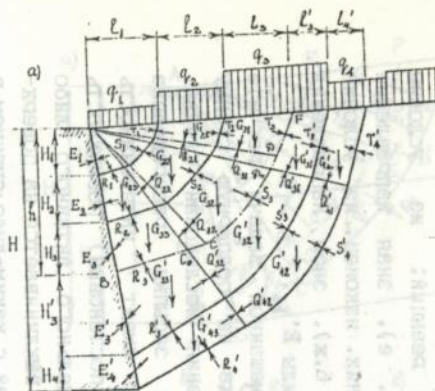
е)



г)



Рис. 7. К учету сложной эксплуатационной нагрузки, действующей на сооружение (плоские поверхности скольжения)



б)

в)

г)

д)

е)

ж)

з)

и)

к)

л)

м)

н)

о)

п)

р)

с)

т)

у)

ф)

х)

ц)

ч)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

щ)

ш)

равнодействующей нагрузки q_2 на участке l'_2 (из него же находим реакцию R'_2). Аналогичным образом для оставшихся участков стенки высотой H_3 и H_4 находим силы допредельного бокового давления грунта E'_3 и E'_4 (см. силовые многоугольники на рис. 7, г и д), имея в виду, что веса G'_3 и G'_4 соответствующих допредельных призм определяются с учетом равнодействующих нагрузок q_3 и q_4 , действующих на участках l'_3 и l'_4 . Результирующая сила бокового давления всего взаимодействующего с сооружением грунта определяется для данного случая как сумма векторов: $\bar{E} = \bar{E}_1 + \bar{E}_2 + \bar{E}'_2 + \bar{E}'_3 + \bar{E}'_4$.

При неплоских поверхностях скольжения (схема на рис. 8, а) для предельных призм, ограниченных зонами действия нагрузок q_1 на участке l_1 , q_2 на участке l_2 и q_3 на участке l_3 , можно известными методами (с учетом равнодействующих нагрузок q_i на участках l_i) получить силы давления грунта E_1 , E_2 и E_3 на участках стенки высотой H_1 , H_2 и H_3 , а также реакции T_3 , S_3 , R_3 со стороны нижележащей допредельной призмы (см. силовые многоугольники на рис. 8, б-ж, отражающие состояние равновесия указанных предельных призм). Для участка стенки высотой H'_3 силу допредельного бокового давления E'_3 определяем из силовых многоугольников, приведенных на рис. 8, з-к, причем вес G'_{31} найден с учетом равнодействующей нагрузки q_3 на участке l'_3 (из этих же силовых многоугольников находим реакции T'_3 , S'_3 и R'_3). Аналогичным образом для оставшегося участка стенки высотой H_4 находим силу допредельного бокового давления грунта E'_4 (см. силовые многоугольники на рис. 8, л-н), имея в виду, что сила веса G'_4 определяется с учетом равнодействующей нагрузки q_4 , действующей на участке l'_4 . Результирующая сила бокового давления всего взаимодействующего с сооружением грунта определяется для рассматриваемого случая как сумма векторов: $\bar{E} = \bar{E}_1 + \bar{E}_2 + \bar{E}_3 + \bar{E}'_3 + \bar{E}'_4$.

Примененный выше для плоских и неплоских поверхностей подход может быть реализован при любом количестве и разнообразии поверхностных распределенных нагрузок, что отразится лишь в количестве вводимых в рассмотрение призм (предельных и допредельных) грунта и, соответственно, силовых многоугольников, построенных для условий равновесия этих призм.

В диссертации разработана и исследована методика реализации кинематического подхода при расчете деформируемых (гибких) сооружений, основанная на итерационном методе при смешанной постановке рассматриваемой задачи.

Из конструкций гибких сооружений наибольшее распространение в портах Украины и СНГ получили, как известно, причалы в виде тонких стенок (или больверки), как правило, заанкеренные. Впрочем, и другие портовые сооружения (двухстенные молы и волноломы, некоторые типы сухих доков) имеют основные несущие элементы - шпунтовые стенки, работающие по схемам, аналогичным схемам больверков. В связи с этим постановка задачи расчета системы "деформируемое сооружение - грунтовая среда" осуществлена применительно к больверкам. Характерной особенностью условий эксплуатации последних является то, что они одновременно воспринимает как распорное давление (со стороны обратной грунтовой засыпки и нижележащего грунтового основания), так и отпорное давление грунта (со стороны акватории порта).

Как показывают многочисленные эксперименты, активное давление достигается при достаточно малых и практически всегда реализуемых в рассматриваемых сооружениях смещениях, а пассивное давление - при гораздо больших (примерно на порядок) смещениях ограждающей конструкции на грунт, которые во многих случаях не только не реализуются, но и заведомо не могут быть допущены по условиям эксплуатации сооружения. Это свидетельствует о необходимости учета при их проектировании реальной величины отпора основания, соответствующей достигнутым перемещениям, что приведет к перераспределению усилий в системе "сооружение - грунтовая среда" и позволит уточнить их значения для несущих элементов конструкции.

Как известно, диаграмма "давление - смещение" в общем случае имеет нелинейный характер (см., например, рис.1,а). В первом приближении для зоны отпора она может быть аппроксимирована линейной зависимостью

$$E_u = E_0 + (E_p - E_0) \cdot u / u_p, \quad (7)$$

где E_0 , E_p , E_u - силы бокового давления грунта для состояний покоя, предельного пассивного (при обобщенном перемещении u_p) и промежуточного между ними, соответствующего обобщенному перемещению u ,

что приводит к следующему выражению для интенсивности бокового давления (для сечения на глубине z от горизонтальной поверхности основания)

$$\sigma(z) = \gamma \cdot z \cdot \lambda(z), \quad (8)$$

где

γ - удельный вес грунта основания в отпорной зоне:

$$\lambda(z) = \lambda_o + (\lambda_p - \lambda_o) \cdot u(z) / u_p(z), \quad (9)$$

$\lambda(z)$ - коэффициент отпорного давления грунта, соответствующий смещению сечения стенки $u(z)$ на глубине z ;

$u_p(z)$ - предельное горизонтальное перемещение сечения стенки на данной глубине, принимаемое в соответствии с введенными предположениями равным

$$u_p(z) = \alpha \cdot z. \quad (10)$$

λ_o и λ_p - коэффициенты бокового давления грунта в состоянии покоя и предельного (пассивного);

очевидно, что при практическом применении зависимости (9) в случае, когда $u_p(z) > \alpha \cdot z$, следует принимать $u(z) = \alpha \cdot z$.

Входящие в формулы (8) и (9) параметры γ , u_p , λ_p , λ_o , являются исходными данными, характеризующими рассматриваемую систему "сооружение - грунтовая среда", которые могут быть определены известными в механике грунтов методами. Следовательно, для практического использования этих расчетных зависимостей при определении отпорного давления грунта необходимо и достаточно задать вид функции $u(z)$ или ее значения в ряде точек по глубине основания.

Заметим, что аналогичный характер имеет и более общая зависимость

$$\lambda(z) = \lambda_o + (\lambda_e - \lambda_o) \cdot u(z) / u_e, \quad (11)$$

где коэффициент бокового давления грунта в экстремальном напряженном состоянии $\lambda_e = \lambda_o$ при активном и $\lambda_e = \lambda_p$ при пассивном давлении.

Наиболее эффективно применение формул (8), (11) в расчете стенок распорных гидротехнических сооружений или их моделей, для которых в результате натурных наблюдений или экспериментальных модельных исследований известны горизонтальные смещения ограждающей конструкции. При отсутствии та-

ковых к уравнению (8) или (11) необходимо добавить уравнение, связывающее давление грунта с перемещением стенки, и решать систему уравнений с неизвестными $\sigma(z)$ и $u(z)$. В качестве такого дополнительного уравнения могут быть использованы зависимости теории упругости (например, основанные на модели коэффициента постели) или кинематической теории давления грунтов. Трудности математического характера, связанные с решением указанной системы уравнений, могут быть преодолены применением численных методов, реализуемых на ЭВМ.

Вполне приемлемым способом реализации расчетных зависимостей типа (11) является применение итерационного подхода как при использовании традиционного метода "упругой линии", так и при расчете балки по схеме балки на упругом основании, например, методом конечных элементов (вариант с использованием стержневой аппроксимации ограждающей конструкции и применением модели коэффициента постели).

В первом случае метод "упругой линии" позволяет определить изогнутую ось стенки и, следовательно, оценить в первом приближении значения функции $u(z)$. Используя затем формулы (8) и (9), уточняем опорное давление основания $\sigma(z)$, определяем $u(z)$ во втором приближении и т.д. Количество итераций зависит от заданной точности расчета и скорости сходимости итерационного процесса.

Для второго случая (МКЭ на основе модели коэффициента постели) разработан расчетный алгоритм, включающий следующие основные этапы:

1. Задают начальные значения коэффициента постели для стержневых элементов, аппроксимирующих тонкую стенку ниже уровня дна (например, по линейно нарастающему с глубиной закону $\sigma(z) = k \cdot z$, где k - задаваемый нормативными документами коэффициент пропорциональности), а также распор грунта в виде эпюры активного давления.

2. Выполняют расчет сооружения с определением как перемещений узлов, ограничивающих стержневые элементы, так и реактивного давления грунта. Определяют, на какой части глубины грунт, контактирующий с сооружением, будет находиться в предельном (если $u(z) \geq U_p(z) = \alpha \cdot z$), а на какой (если $u(z) < \alpha \cdot z$) - в допредельном напряженном состоянии. В предельной зоне эпюра опоры принимается по

эпюре пассивного давления (на этом участке упругое основание при последующих итерациях не учитывают) и в дальнейшем рассматривается как внешняя нагрузка, действующая на стенку.

3. Уточняют значения коэффициента постели в пределах высоты каждого стержневого элемента, контактирующего с грунтом основания, находящегося в допредельном напряженном состоянии, например для 1-го элемента

$$C_1^{n(k)} = \sigma(z)_{n(k)} / u(z)_{n(k)},$$

где $C_1^{n(k)}$, $\sigma(z)_{n(k)}$, $u(z)_{n(k)}$ - соответственно значения коэффициента постели, реактивного (опорного) давления и горизонтального смещения на глубине расположения начала (конца) стержневого элемента.

4. Выполняют расчет при второй итерации с учетом откорректированных значений коэффициента постели, а значит и уточненных значений функций $u(z)$, $\lambda(z)$, $\sigma(z)$ и т.д. вплоть до достижения заданной точности расчета.

Возможно также использование рассмотренного итерационного подхода для одновременной корректировки как опорного, так и распорного давления. В этом случае на каждой итерации определяют границы зоны предельного напряженного состояния не только в призме отпора, но и распора.

Приведенные выше методика учета деформированного состояния больверка и реализующий ее вычислительный алгоритм, базирующиеся на линейной зависимости (7), могут быть применены и при использовании более точных нелинейных зависимостей "E - u", получаемых на основе решений, представленных в главе 2 и иллюстрируемых диаграммами на рис.1,а.

На базе разработанного итерационного подхода проведено численное экспериментирование с системой "заанкерованная шпунтовая стенка - грунтовая среда". Его целью являлось:

- определение характера влияния деформированного состояния сооружения на напряженное состояние рассматриваемой системы и усилия в конструктивных элементах сооружения;
- оценка влияния жесткости лицевой стенки причала на исследуемые параметры системы;
- изучение взаимосвязи напряженно-деформированного

состояния конструкции и податливости анкерного устройства;

- сопоставление различных методов расчета больверков и анализ их эффективности, в том числе итерационного метода учета смешанного напряженного состояния грунтовой среды, взаимодействующей с сооружением.

При моделировании сооружения рассматривались как гибкие больверки (из металлического шпунта типа Ларсен различных модификаций), так и причалы из элементов повышенной жесткости (железобетонных свай-оболочек диаметром 1,6 м с толщиной стенки 15 см). Грунтовая среда, взаимодействующая с сооружением - песок ($\gamma = 10 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 30^\circ$; $c = 0$).

Некоторые характерные результаты численного экспериментирования приведены на рис.9. Выполненные серии расчетов и их анализ позволяют отметить следующее.

При расчете гибких подпорных стенок с неподвижной анкерной опорой учет смешанного напряженного состояния приводит к корректировке эпюр бокового давления грунта, а это, в свою очередь, к изменениям в распределении усилий в конструктивных элементах причала. Так, корректировка только отпорного давления (эпюры 1) приводит к криволинейным эпюрам отпора (см. рис.9,б) за счет соответствующего изменения эпюр коэффициента постели (см. рис.9,г). При этом, если площади начальной (3) и откорректированной (1) эпюр коэффициента постели останутся близкими, то эпюра отпорного давления существенно отличается от традиционной треугольной кулоновской (эпюра 3) и подобна наблюдаемым в экспериментах. Использование видоизмененной (нелинейной) эпюры коэффициента постели и, соответственно, нелинейной эпюры отпорного давления привело к корректировке значений и характера распределения изгибающих моментов по высоте лицевой стенки. Так, максимальное значение момента в пределах свободной длины стенки возросло (в примере на рис.9,в - до 10 %), в грунтовой заделке - уменьшилось (примерно в таком же соотношении), а центр тяжести эпюры моментов ниже уровня дна понизился.

Применение предложенного подхода при корректировке не только отпорного, но и распорного давления (эпюры 2) позволило выявить в призме распора наличие смешанного напряженного состояния грунтовой среды и определить границу между предельной и допредельной зонами (из эпюр на рис.9,б

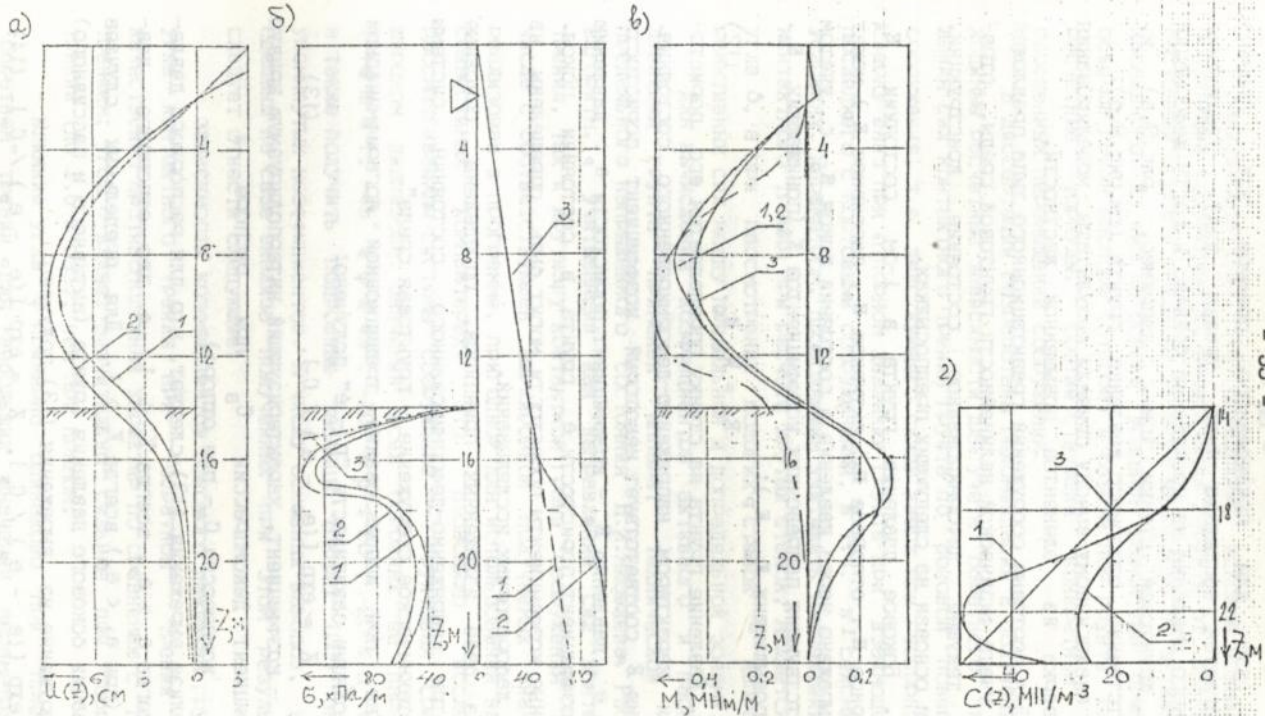


Рис.9. К расчету сооружения типа "больверк" с учетом его кинематики

видно, что для приведенного примера эта граница располагается несколько ниже уровня дна). Увеличение суммарного давления на сооружение привело к росту деформаций гибкой шпунтовой стенки (см., например, рис.9,а) и, соответственно, опорного давления грунта (см.рис.9,б).

К аналогичному выводу привели результаты моделирования и больверка из элементов повышенной жесткости.

Для портовых сооружений гравитационного типа предложен способ учета физической нелинейности грунтовой среды, отражающий текущее деформированное состояние конструкции, который основан на следующих предположениях.

1. Боковое давление грунта в i -ом состоянии E_i (распорное E_1 , опорное E_2 , активное E_a , пассивное E_p) может быть выражено через давление в состоянии покоя E_0 с учетом соответствующих поправочных коэффициентов K_i (понижающих K_1 , K_a , и повышающих K_2 , K_p):

$$E_i = K_i E_0. \quad (12)$$

2. Давление грунта на стенку определяется его пористостью и характером напряженно-деформированного состояния. Давлению E_0 соответствует некоторый коэффициент пористости грунта e_0 , давлению E_p - коэффициент пористости e_p , давлению E_a - коэффициент пористости e_a грунта в состоянии покоя. Указанные коэффициенты пористости могут быть определены на основе лабораторных исследований.

На базе изложенных принципов, определены основные параметры напряженно-деформированного состояния системы "гидротехническое сооружение - грунтовая среда".

Так, при использовании традиционной логарифмической интерполяции зависимости "р - е" получено:

$$K_i = \exp [(e_0 - e_i) / C_i], \quad (13)$$

где C_i - коэффициент, характеризующий интерполируемую кривую (коэффициент декомпрессии C_s при распоре и компрессии C_e при отпоре).

Из анализа выражения (13) следует, что для распорного давления, когда $e_i > e_0$, всегда $K_i < 1$, а для опорного давления (при $e_i < e_0$) всегда $K_i > 1$. Для предельных случаев реализации бокового давления грунта (активного и пассивного) на сооружение из выражения (13) получено:

$$K_a = \exp [(e_0 - e_a) / C_s], \quad K_p = \exp [(e_0 - e_p) / C_e], \quad (14)$$

Зависимости (13), (14) определяют искомые повышающие и понижающие коэффициенты, позволяющие перейти от давления в состоянии покоя к давлению во всем диапазоне от активного до пассивного. Из них на основе условия равенства приращений объемов призм распора (отпора) и объема пор грунта получены расчетные формулы, соответствующие конкретным видам обобщенных перемещений сооружения.

В диссертации разработаны рекомендации и получены необходимые расчетные зависимости для учета "обратного" направления сил контактного трения грунта по боковой поверхности сооружения, т.е. действующего снизу вверх при распорном либо сверху вниз при отпорном давлении грунта при взаимодействии последнего с портовыми сооружениями, в т.ч. в сейсмических условиях. Параметром, позволяющим учитывать направление сил контактного трения при расчете крутых стенок, является знак угла δ , а при рассмотрении пологих стенок - направление реактивных сил между предельной и допредельной зонами.

Для вычисления коэффициентов активного и пассивного давления грунта применен аппарат технической теории предельного напряженного состояния П.И.Яковлева. Расчетный алгоритм, учитывающий как направление сил контактного трения, так и крутизну контактной грани сооружения (в том числе с соответствующей маркировкой получаемых значений), реализован в программе, пригодной для использования на IBM - совместимых компьютерах. Это позволило исследовать рассматриваемые системы "сооружение - грунтовая среда" в широком диапазоне значений всех основных ее параметров ($-1 \leq m \leq 1$; $-45^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$; $-20^\circ \leq \beta \leq 20^\circ$; $-20^\circ \leq \alpha_0 \leq 30^\circ$), а также получить подробные таблицы (около 100) значений упомянутых коэффициентов. К числу основных выводов, которые сделаны на базе анализа полученных при этом результатов, следует отнести следующие:

- зависимости коэффициентов бокового давления грунта от угла контактного трения при "обратном" трении имеют качественно противоположный характер по сравнению с "прямым" трением; угол δ влияет значительно сильнее при "обратном" трении (до 1,5-2 раз), чем при прямом;

- влияние угла φ примерно одинаково при "прямым" и "обратном" трении для небольших значений параметра m и

существенно разниться (до нескольких раз) при значениях π , близких к единице (т.е. при близких значениях углов δ и φ):

- основным следствием изменения направления сил поверхностного (контактного) трения является трансформация напряженного состояния взаимодействующей с сооружением грунтовой среды; если при "прямом" трении это состояние было в большинстве рассмотренных случаев непрерывным, то при "обратном" трении промежуточная зона Прандтля исчезает, а зоны экстремального напряженного состояния частично накладываются одна на другую.

Полученный массив значений коэффициентов бокового давления грунта на сооружение позволил в результате его соответствующей обработки построить наглядные и удобные для пользования в инженерной практике номограммы коэффициентов бокового давления в прямоугольной системе координат с осями φ , δ при любых физически допустимых сочетаниях этих углов.

4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ПРОВЕРКА КИНЕМАТИЧЕСКИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ С ГРУНТОВОЙ СРЕДОЙ

Четвертая глава посвящена экспериментальной проверке кинематических методов, разработанных в предыдущих главах. С этой целью привлечены результаты экспериментов, осуществленных как автором, так и другими исследователями (Э.В.Цагарели, А.К.Бугров, Ф.М.Шихиев, П.И.Яковлев, Р.В.Лубенов, В.Т.Бугаев, М.Н.Варгин и др.) с двумя основными типами рассматриваемых сооружений - конструкций, содержащих жесткие и гибкие подпорные стенки.

Целью экспериментов с моделью жесткой подпорной стенки являлось изучения влияния таких недостаточно либо малоисследованных факторов, как:

смешанное напряженное состояние при реализации распорного и отпорного бокового давления грунта;

характер напряженно-деформированного состояния модели при ее сложной кинематике (поступательные перемещения, совмещенные с поворотами на грунт и от грунта засыпки);

приложение наклонных поверхностных нагрузок;

многократное приложение поверхностных нагрузок;

ломанное очертание дневной поверхности засыпки.

Актуальным для портовых причальных сооружений является учет наклонных поверхностных нагрузок, например, при определении нагрузок от бокового давления засыпки при расположении на ее поверхности перегрузочных механизмов (портальных кранов, контейнерных перегружателей и т.п.). Кроме того, при увеличении глубин перед гравитационными причальными сооружениями путем их реконструкции часто необходимо учесть воздействие наклонной трапецеидальной нагрузки по подошве причала. В связи с этим часть опытов была проведена с использованием специального устройства, обеспечивающего приложение (дополнительно к вертикальной) горизонтальной составляющей нагрузки.

Другой характерной особенностью эксплуатации причальных сооружений является многократность приложения поверхностных нагрузок, что приводит к различиям между первоначальными и последующими эпкурами бокового давления грунта. Исследование этого фактора проводилось с учетом изменения кинематики сооружения, причем подвижки модели осуществлялись в направлении как от грунта засыпки, так и на грунт.

Важным, но малоизученным обстоятельством, влияющим на формирование напряженного состояния системы "сооружение - грунтовая среда", является геометрия дневной поверхности засыпки. Если случаи с плоской поверхностью грунта (горизонтальной и наклонной) исследованы достаточно полно, то взаимодействие подпорной стенки с грунтом, имеющим ломаную поверхность (а это характерно для причалов в процессе поэтапного образования засыпки либо глубоководных причалов, естественная поверхность дна перед которыми не планировалась, а также для засыпок позади берегозащитных стенок) подлелит изучению. Для этого в ряде экспериментов поверхность засыпки была выполнена ломаной (как с падением, так и с подъемом поверхности грунта от контактной грани модели), а боковое давление определялось без учета и с учетом поверхностной распределенной нагрузки.

К новым результатам, полученным при исследовании зависимости бокового давления от кинематических факторов при ломаной поверхности засыпки и знакопеременных смещениях модели относительно грунта можно, в частности, отнести следующие:

- при отсутствии поверхностной нагрузки имеет место уменьшение значений нормальных составляющих в средней части модели, что следует объяснить очертанием поверхности засыпки;

- при смещениях стенки на грунт давление быстро растет, центры тяжести эпюр снижаются, а угол δ уменьшается. При этом отрицательный знак угла δ указывает на изменение направления давления в противоположную сторону от нормали;

- при смещениях стенки от грунта давление заметно уменьшается, угол δ увеличивается и точка приложения равнодействующей повышается;

- при последующих смещениях стенки на грунт, особенно когда они достигают значения (0,03 - 0,08) Н давление сильно увеличивается и значение угла δ стремится к значению угла φ .

Анализируя данные, полученные при исследовании зависимости бокового давления от кинематических факторов при наличии наклонных полосовых нагрузок на поверхности засыпки можно, в частности, отметить следующее:

- горизонтальная составляющая поверхностной нагрузки не только увеличивает давление на стенку, но и под ее воздействием проявляется тенденция к повышению точки приложения равнодействующей;

- все измеренные эпюры имеют нелинейный характер, близкий к параболическому.

- после приложения нагрузки на двух полосах в эпюре нормальных составляющих давления вырисовываются два соответствующих условиям нагружения выступа в верхней части и посередине стенки;

- при малых смещениях стенки интенсивности давления на одних участках задней грани уменьшаются, а на других увеличиваются. При больших смещениях, когда происходят внутренние "обрушения" грунта, интенсивности давлений могут резко уменьшаться, а эпюры давления изменять очертание;

- в процессе опыта значение угла δ отклонения равнодействующей от нормали приближается к углу внутреннего трения.

Выполненное сопоставление экспериментальных и расчетных (по разработанным автором кинематическим методам) данных показало их приемлемую для инженерных расчетов сходимость, превосходящую во многих случаях наблюдаемую при

использовании традиционных методов расчета. Простота же определения и небольшое количество расчетных параметров примененной модели обусловили ее преимущества и над некоторыми известными методами, также реализующими смешанную постановку упругопластической задачи. Приведенные результаты применения кинематических методов при анализе напряженно-деформированного состояния действующих портовых сооружений (например, причалов N 1-7 в Керченском порту или причалов N 14-17 Туапсинского СРЗ) и их сравнения с данными натурных инструментальных наблюдений продемонстрировали их эффективность для повседневной практики технической эксплуатации реальных объектов водного транспорта.

Целью экспериментальных исследований сооружения типа "больверк" являлась оценка влияния перемещений и деформаций гибкой стенки как на величину и характер распределения бокового давления взаимодействующего с ней грунта, так и на процесс перераспределения усилий в конструктивных элементах модели, а также получение объективных данных для последующего сравнения с известными и вновь разработанными расчетными методами.

Для достижения поставленной цели нужно было решить следующие задачи: разработать и обосновать методику проведения испытаний; разработать и оснастить измерительной аппаратурой модель гибкого больверка; применить целесообразную и эффективную методику обработки экспериментальных данных; изучить работу гибкой подпорной стенки с учетом ее кинематики при взаимодействии с грунтовой средой. Их решению способствовало использование модели, выполненной в масштабе, который позволяет пренебречь статистической изменчивостью свойств грунтовой среды в пределах габаритов модели. Последние выбраны такими, что позволяют считать модель реальным сооружением, на которое могут быть распространены действующие и создаваемые методики расчетов портовых сооружений.

Лицевая стенка модели была выполнена из пяти стальных листовых панелей толщиной 12 мм. Три средние панели имеют размеры 3580х1800 мм, а две крайние - 3580х1200 мм. Средняя панель оборудована приборами и устройствами для измерения усилий и деформаций, возникающих в стенке, а перемещения

стенки выше уровня дна фиксировались прогибомерами.

Сопоставление результатов экспериментальных исследований модели больверка с данными, полученными по трем основным методам расчета подобных сооружений (графоаналитическому, по схеме балки на упругом основании, МКЭ), а также по кинематическому методу, позволяет заключить следующее.

Применяемые в настоящее время методы расчета систем "гибкая подпорная стенка - грунтовая среда", т.е. систем, описывающих работу причальных сооружений типа больверк, не в полной мере и с недостаточной точностью учитывают деформированное состояние сооружения и влияние последнего на перераспределение усилий между компонентами рассматриваемых систем. Это обстоятельство свидетельствует о целесообразности применения кинематических методов, дающих возможность учесть перемещения и деформации сооружения, обусловленные как гибкостью конструкции, так и податливостью анкерных устройств, и уточнить нагрузки от бокового давления грунта, являющиеся основными для больверков.

Данный вывод подтверждается, в частности, и результатами сопоставления измеренных и вычисленных по предложенному методу с применением параболической аппроксимации эпюр бокового давления грунта на элементы натуральных сооружений например, конструкции набережной Усть-Донецкого порта в виде заанкеренного больверка из железобетонного таврового шпунта и причала Балтморгидростроя в Риге, выполненного из железобетонного шпунта волнистого профиля.

Таким образом, учет деформированного состояния сооружений с гибкой подпорной стенкой (причалы типа "больверк" и подобные им) дает возможность приблизиться при расчетах к распределению и величинам бокового давления грунта, зафиксированным экспериментально. В зависимости от соотношения жесткостных параметров подпорной стенки и грунта применение кинематических методов позволяет за счет уточнения распределения усилий в конструктивных элементах сооружения либо повысить надежность его эксплуатации, либо улучшить экономические показатели вследствие снижения материалоемкости и ресурсосбережения.

5. РАЗРАБОТКА, ИССЛЕДОВАНИЕ И СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КОНСТРУКТОРСКО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

В работе обоснована целесообразность усовершенствования конструкторско-технологических решений портовых гидротехнических сооружений и приведены основные результаты исследований, выполненных автором в этом направлении. Предложенные инновационные разработки и "ноу-хау" сгруппированы по типам конструкций портовых сооружений (гравитационные, тонкостенные, на свайном основании и т.п.) либо по особенностям их возведения и эксплуатации. Представленные разработки объединены общей целью повышения эксплуатационных параметров портового сооружения как за счет усовершенствования основных несущих конструктивных элементов либо всего сооружения в целом, так и вследствие применения новых технологических приемов и операций.

При рассмотрении сооружений гравитационного типа предложены и исследованы новые типы бетонных массивов трапециевидальной формы, улучшающие эксплуатационные параметры конструкции. Рассмотрены возможности и особенности их применения в причальных и оградительных портовых сооружениях; разработаны методики расчета, учитывающие специфику подобных конструкций. Для упрощения и ускорения производства работ при строительстве, реконструкции, ремонте или усилении гравитационных сооружений предложены новые методы их монтажа укрупненными блоками, а для сооружений распорного типа разработан новый рациональный способ выполнения каменной разгрузочной призмы, приводящий к существенному снижению материалоемкости конструкции.

Разработаны и исследованы новые конструкции портовых (как причальных, так и оградительных) сооружений смешанного гравитационно-свайного типа, предназначенные для использования в разнообразных грунтовых условиях, соединяющие в себе достоинства гравитационных и свайных конструкций и не обладающие присущими этим типам сооружений недостатками.

Для тонкостенных распорных гидротехнических сооружений разработаны новые экономичные конструкции, обеспечивающие благодаря усовершенствованию шпунтовых свай (полуболочки с

плоскими панельными вставками варьируемых размеров между ними) достижение практически любой требуемой изгибной жесткости сооружения. Для распорных тонкостенных сооружений также разработаны новые способы их возведения и реконструкции укрупненными блоками. Для повышения пропускной способности таких причалов за счет увеличения устойчивости и показателей несущей способности сооружения предложены новые эффективные методы экранирования лицевых стенок сооружений с использованием элементов с регулируемой экранирующей способностью и усовершенствованные анкерные устройства (с изменяющейся податливостью анкерной тяги, с использованием в качестве тяг стальных канатов и др.).

При исследовании возможностей снижения материалоемкости и повышения несущей способности портовых гидротехнических сооружений на свайных опорах предложены новые конструкторско-технологические решения набережных-эстакад (в частности, принципиально новые конструкции на поперечных шпунтовых рядах, наплавные причалы оригинальной конструкции и др.) и разработаны соответствующие рекомендации по их проектированию и конструированию.

Для учета специфики эксплуатации портовых сооружений в конкретных инженерно-геологических и гидрологических условиях, а также для повышения сохранности сооружений и удовлетворения экологических требований разработаны принципы возведения и технической эксплуатации сооружений с трансформируемой компоновочной схемой, позволяющие не только в сжатые сроки возводить ту или иную конструкцию, но и удалять (либо перемещать ее) в зависимости от изменяющейся эксплуатационной ситуации.

Ряд рассмотренных новых разработок реализован при проектировании реальных объектов портовой гидротехники Украины, некоторые из них внедрены при строительстве и технической эксплуатации воднотранспортных сооружений страны (порты Октябрьский, Южный, Азовский СРЗ и др.).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Изложенные в работе результаты теоретических и экспериментальных исследований могут рассматриваться как обоснова-

ние и развитие перспективного научного направления в портовой гидротехнике, служащего решению актуальной задачи повышения эффективности эксплуатации портовых сооружений.

Приведенные в диссертации новые конструкторско-технологические решения повышают надежность, обеспечивают необходимый уровень экологических параметров и/или улучшают экономические показатели рассматриваемых сооружений и способствуют научно-техническому прогрессу в сфере эксплуатации водного транспорта.

К наиболее важным научным результатам, полученным в диссертации, следует отнести следующие.

1. Сформулированы и обоснованы научные положения, связанные с созданием кинематической расчетной модели системы "сооружение - грунтовая среда", позволяющей учитывать взаимосвязь между напряженно-деформированным состоянием изотропного грунта и обобщенными перемещениями сооружения в смешанной постановке, отражающей одновременное существование и взаимодействие областей предельного и допредельного напряженного состояния (при "прямом" нагружении).

2. Разработаны кинематические методы определения нагрузок от бокового давления грунта (в том числе с учетом поверхностных эксплуатационных нагрузок) на портовые сооружения (как жесткие, так и гибкие) и методики расчета последних

3. Разработан метод определения точки приложения равнодействующей бокового давления грунта на сооружение для его любого текущего деформированного состояния.

4. Предложена методика учета "обратного" направления сил контактного трения грунта, взаимодействующего с опорной стенкой портового сооружения, отражающая специфику его эксплуатации в конкретных инженерно-геологических условиях и грузовом режиме.

5. Для разработанных методов и расчетных моделей предложены вычислительные алгоритмы и реализующие их программы, автоматизирующие процесс определения зависимостей "нагрузка от бокового давления грунта - обобщенное перемещение сооружения" для любого деформированного состояния последнего, включая предельные и допредельные составляющие указанных нагрузок.

6. На основе математического моделирования с примени-

ем ЭВМ и данных экспериментальных исследований изучена методология реализации разработанных кинематических методов, подтверждена достоверность получаемых на их основе результатов, обеспечивающих вполне удовлетворительную качественную и количественную сходимость экспериментальных и расчетных данных, апробированы разработанные алгоритмы и программы.

7. Разработаны новые конструкторско-технологические решения портовых гидротехнических сооружений, повышающие их несущую способность, увеличивающие надежность эксплуатации, сокращающие сроки возведения и/или реконструкции.

Достоверность и обоснованность научных положений, выводов и рекомендаций, представленных в диссертации, обусловлена комплексностью проводимых исследований, в которых теоретические проработки, базирующиеся на логичных и обоснованных расчетных схемах и моделях, подкреплялись экспериментальными исследованиями и их практической апробацией, внедрением результатов при проектировании и строительстве ряда объектов портовой гидротехники; апробацией результатов на международных научно-технических конференциях и в многочисленных публикациях (три монографии, справочник, статьи).

Научная новизна теоретических исследований обусловлена формулировкой постановки смешанной задачи, учитывавшей силовое взаимодействие областей допредельного и предельного напряженного состояния и базирующейся на предложенном автором критерии перехода грунта из одного вида напряженного состояния в другой, кинематическими методами определения нагрузок от бокового давления грунта и реализующими их расчетными алгоритмами, методом, позволяющим определять место приложения равнодействующей бокового давления грунта на сооружение для любого промежуточного деформированного состояния последнего. Новизна конструкторско-технологических разработок автора подтверждена авторскими свидетельствами и патентами на 37 изобретений; ряд из них внедрен в практику проектирования, строительства и технической эксплуатации портовых гидротехнических сооружений.

Результаты, полученные в диссертации, могут быть использованы при проектировании, строительстве, реконструкции и технической эксплуатации портовых гидротехнических сооружений, при проведении диагностики их технического состояния,

а также при разработке отечественных нормативных документов.

Теоретические и прикладные разработки, приведенные в настоящей работе, используются в учебном процессе в Одесском институте инженеров морского флота, Санкт-Петербургском Государственном техническом университете, Институте последилового образования водного транспорта Украины.

Автор считает также, что как перспективные могут быть оценены и рекомендованы для дальнейшей разработки рассмотренные в диссертации кинематические методы, имея в виду их развитие в следующих направлениях: учет "исторического" фактора и так называемых "эффективных" перемещений, совершенствование методов учета связности грунтов; алгоритмизация решений для неоднородной грунтовой среды (учет анизотропии); оценка несущей способности оснований сооружений с учетом кинематических факторов.

Основные положения диссертации приведены в 50 публикациях автора, в том числе в следующих работах:

1. Дубровский М.П. Кинематический метод определения бокового давления грунта на подпорную стенку // Исследования инженерных сооружений и перегрузочного оборудования морских портов. М.: В/О "Мортехинформреклама", 1991. - С.22-29.

2. Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на подпорную стенку с учетом кинематики сооружения / Основания, фундаменты и механика грунтов", 1994, N 2. - С. 5-8.

3. Дубровский М.П. Определение напряженно-деформированного состояния больверка с учетом реальной отпорной способности основания. Морские порты: инженерные сооружения и средства механизации / ОИИМФ, М., "Мортехинформреклама", 1989. - С. 47 - 49.

4. Дубровский М.П. Определение несущей способности портовых сооружений с учетом кинематики конструктивных элементов и грунта. / Проблемы проектирования, строительства, реконструкции и технической эксплуатации воднотранспортных гидротехнических сооружений. Москва - Одесса, 1989. с.16-22.

5. Дубровский М.П. Оценка влияния перемещений гидротехнических сооружений на отпорную способность основания. /Инженерное развитие морских портов // ОИИМФ, М., В/О "Мортехинформреклама", 1988. - С. 10 - 14.

6. Дубровский М.П. Постановка и решение упругопласти-

ческой задачи определения бокового давления грунта на портовые гидротехнические сооружения / Морская гидротехника и механизация перегрузочных работ в портах. - М.: Мортехинформреклама, 1992. - С. 16 - 24.

7. Дубровский М.П. Упругопластическая задача определения бокового давления грунта на заглубленные фундаменты / Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно - геологических условиях: Межвуз. сб. науч. тр. // Под ред. В.М.Алексеева; Воронеж. инж.- строит. ин-т.- Воронеж, 1992. С. 76-82.

8. Дубровский М.П., Ассаф Ж. Алгоритмизация смешанной постановки упруго-пластической задачи определения бокового давления грунта на подпорные стенки / Нелинейная механика грунтов // Труды IV Российской конференции с иностранным участием. Под ред. А.Б.Фадеева, Том 2. Санкт-Петербург, 1993. С. 64-70.

9. Дубровский М.П., Ассаф Ж. Новые возможности компьютерного моделирования взаимодействия подпорных стенок с грунтовой средой в упругопластической постановке / Исследования и разработки по компьютерному моделированию фундаментов и оснований: Межвуз. сб. науч. тр. // НПИ. Новочеркасск: Новочерк. политехн. ин-т, 1993. С. 76-80.

10. Дубровский М.П., Ассаф Ж. Программа определения бокового давления грунта на подпорную стенку как функции от ее перемещения при плоских и криволинейных поверхностях скольжения / Нелинейная механика грунтов // Труды IV Российской конференции с иностранным участием. Под ред. А.Б. Фадеева, Том 2. Санкт-Петербург, 1993. С. 71-77.

11. Дубровский М.П., Марченко Д.В., Яковлев П.И. Гидротехнические сооружения верфей / Справочник. СПб.: Судостроение, 1992. - 232с.

12. Дубровский М.П. Пойзнер М.Б. Возведение распорных причальных сооружений укрупненными блоками. Минморфлот, "Мортехинформреклама". Морской транспорт. Серия "Морские порты". Экспресс-информация. Вып.9(627), М., 1990.- II с.

13 Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Портовые сооружения гравитационно-свайного типа. - Транспортное строительство, 1989, N 3. - С. 24 - 25.

14. Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Разработка и

исследование рациональных конструкций портовых гидротехнических сооружений гравитационного типа /Проектирование и строительство морских портовых сооружений//Союзморниипро-ект. М.: В/О "Мортехинформреклама", 1990.-С. 16-34.

15. Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Совершенствование методов проектирования, строительства и реконструкции портовых гидротехнических сооружений / IX научно- приложна конференция с международно участие "Современни технологии в транспортното строителство", Варна, 1991. - С. 216 - 221.

16. Омельченко Ю.М., Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Портовые гидротехнические сооружения, эксплуатируемые в экстремальных условиях. М.: ВНИИОЭНГ, 1991. 194с.

17. Пойзнер М.Б., Дубровский М.П. Метод определения характеристик грунтового основания по данным динамических испытаний пробной сваи / Материалы Всесоюзной научно-технической конференции "Проблемы проектирования, строительства, реконструкции и технической эксплуатации воднотранспортных гидротехнических сооружений". -Москва - Одесса, 1989. С. 26 - 28.

18. Пойзнер М.Б., Дубровский М.П. Принципы определения несущей способности свайных опор портовых гидротехнических сооружений и деформационных характеристик их грунтовых оснований по результатам динамических испытаний свай / Вопросы портовой гидротехники и механизации перегрузочных работ. - М.: "Мортехинформреклама", 1990. С. 34 - 37.

19. Пойзнер М.Б., Дубровский М.П. Проектирование и строительство воднотранспортных сооружений. - Транспортное строительство, 1988, N 11. С. 23 - 24.

20. Чеботарев О.Н., Пойзнер М.Б., Дубровский М.П. Строительство портовых гидротехнических сооружений из сварного шпунта. М.: Транспорт, 1993. 176с.

21. Яковлев П.И., Дубровский М.П., Нгуен Игок Хуэ. Общие теоретические предпосылки определения бокового давления грунта на гидротехнические сооружения с учетом их пере мещений и любого направления сейсмических воздействий. // Морские порты: инженерные сооружения и средства механи-ции. М.: В/О "Мортехинформреклама", 1989. С.5-10.

22. Dubrovsky M.P. New Efficient Marine and Port Structures Interacting with Soils / Proceedings of the 4th

Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering. St. John's, Newfoundland, Canada, 1993. Volume 3. Pp. 931-949.

23. Dubrovsky M.P., Yakovlev P.I. et al. Improvements in Design of Port Hydraulic Structures / 18 IAPH World Conference. Contribution papers. April 1993, Sydney, Australia. Pp. 60-70.

24. Dubrovsky M.P., Yakovlev P.I. et al. Refining of Calculation Methods of Port Hydraulic Structures Interaction with Soil/18 IAPH World Conference. Contribution papers. April 1993, Sydney, Australia. Pp. 70-81

25. Poizner M.B., Dubrovsky M.P. Bulk Cargo Berths - improved capacity by design. International Bulk Journal. London, October, 1992. pp. 63 - 65.

26. Poizner M.B., Dubrovsky M.P. Nuevas construcciones de las obras hidrotecnicas maritimas. II evento internacional maritimo portuario. Palacio de las convenciones, La Habana, Cuba, 1989. Pp. 189 - 190.

27. Yakovlev P.I., Dubrovsky M.P. et al. Refined method to determine lateral soil pressure on berthing structures taking into account complex operational loads with or without seismic action 17 IAPH World Conference. Contribution papers, May 1991, Spain. Pp. 65 - 70.

28. Yakovlev P.I., Dubrovsky M.P., Nguen Ngoc Hue. Refined solution of problem of determination of soil lateral pressure exerted on engineering structures. Proc. of IX European conference on earthquake engineering. Vol. 4-A. Moscow, 1990. Pp. 201 - 210.

29. Yakovlev P.I., Dubrovsky M.P. et.al. Improvements of methods to determine soil lateral pressure exerted on engineering structures. Proc. of XIII ICSMFE, New Delhi, Vol.2, 1994. Pp. 895 - 898,

а также в 37 изобретениях по авторским свидетельствам и патентам NN: 924224, 968146, 988961, 1028765, 1130642, 1137143, 1159974, 1283283, 1307017, 1368366, 1465474, 1477814, 1500738, 1542994, 1555413, 1555477, 1574739, 1579952, 1595997, 1629369, 1629370, 1634742, 1645343, 1649021, 1663088, 1671760, 1675505, 1684398, 1686077, 1687713, 1693166, 1701825, 1730338, 1792470, 1819307.

AB 30.186

AB 30.186

125