Инженерно-строительный журнал
научно-прикладное издание

ISSN 2071-4726

Свидетельство о государственной регистрации: ПИ №ФС77-38070, выдано Роскомнадзором

Специализированный научный журнал. Выходит с 09.2008.

Включен в Перечень ведущих периодических изданий ВАК РФ

Периодичность: 8 раз в год

Учредитель и издатель:

ФГБОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»

Адрес редакции:

195251, СПб, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 227А

Главный редактор:

Вера Михайловна Якубсон

Научный редактор:

Николай Иванович Ватин

Литературный редактор:

Елена Викторовна Соболева

Редакционная коллегия:

д.т.н., проф., зав. каф. ФГБОУ ВПО СПбГПУ Н.В. Арефьев;
д.т.н., проф., ректор ФГБОУ ВПО СГАСУ М.И. Бальзанников;
к.т.н., проф., проректор по перспективным проектам ФГБОУ ВПО СПбГПУ А.И. Боровков;
д.т.н., проф., Вильнюсский технический университет им. Гедиминаса, Э.К. Завадскас;
д.т.н., проф., зав. каф. ФГБОУ ВПО СПбГПУ В.В. Лалин;
к.т.н., директор РУП «Институт БелНИИС» М.Ф. Марковский;

и другие.

Полный список редсовета и редколлегии – на веб-сайте журнала.

Установочный тираж 1000 экз.

Подписано в печать 25.01.13
Формат 60x84/8, усл. печ. л. 14.
Заказ №0134

Отпечатано в типографии СПбГПУ.
СПб, ул. Политехническая, д. 29

Тел. +7(812)535-52-47
E-mail: engstroy@inbox.ru
Web: Http://www.engstroy.spb.ru

На обложке: авторские иллюстрации к статьям номера

Содержание

ПРОГРАММЫ

Мониторинг градостроительного развития городских территорий, в том числе с использованием информационных технологий 3

МАТЕРИАЛЫ

Пономарев А.Н., Гуськов В.Д., Воронцов В.В., Агеев И.В., Кеменов Л.А., Романов А.В., Шегельман И.Р. Новые композиционные нейтронно-поглощающие материалы для контейнеров сухого хранения отходов ядерного топлива строящихся атомных электростанций 9

Бурдонов А.Е., Барахтенко В.В., Зелинская Е.В., Сутурина Е.О., Бурдонова А.В., Головнина А.В. Физико-механические характеристики композиционных материалов на основе отходов производства с различными рецептурами 14

ГРУНТЫ

Нгуен Фыонг Зунг. Исследование зависимости прочностных свойств грунта от его физического состояния 23

Баданин А.Н., Бугров А.К., Кротов А.В. Обоснование первой критической нагрузки на зернистую среду супесчаного основания 29

Гольдин А.Л., Нгуен Фыонг Зунг. Построение траектории напряжений для ненасыщенного грунта при консолидированно-недренированных испытаниях в стабилометре 35

РАСЧЕТЫ

Бухарцев В.Н., Нгуен Тхай Хоанг. Оценка устойчивости грунтовых массивов 41

Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z., Khodzhaev T.A. Stability evaluation of slopes of earth dams with account of soil rheological properties 49

Кауфман Б.Д. Учет влияния неопределенных факторов при определении гидродинамического давления на плотину 59

МЕТОДЫ

Стефанишин Д.В., Штильман В.Б. К оценке вероятности перелива воды через гребень плотины 70

Альберт И.У., Шульман С.Г. Вероятностная оценка надежности нескальных оснований сооружений при сейсмических воздействиях 79

Андрианова Е.А., Кауфман Б.Д., Шульман С.Г. Оценка демпфирующего влияния основания на колебания сооружения (детерминированный, вероятностный и возможностный подходы) 85

ОПЫТ

Андреев А.В., Иванова Т.В. Крепление дна в составе низконапорного водопропускного сооружения, возводимого наплавным способом 97

Большев А.С., Фролов С.А., Чернецов В.А., Филиповская Т.В. Система мягкой посадки плавучего затвора судопропускного сооружения С-1 комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений 103

© ФГБОУ ВПО СПбГПУ, 2012

Мониторинг градостроительного развития городских территорий, в том числе с использованием информационных технологий

К.т.н., профессор П.Б. Каган*;
к.т.н., старший преподаватель Ж.А. Хоркина;
магистрант А.В. Зуева,
ФГБОУ ВПО Московский государственный строительный университет

Неконтролируемый рост городов приводит к изменению землепользования на территориях всех стран мира. Прирост населения неизбежно приводит к урбанизации, однако развитие инфраструктуры отстает. За последние 50 лет в мире произошел резкий рост числа горожан: в 1997 г. уровень городского населения превысил уровень сельского населения и, как ожидается, достигнет 5 миллиардов к 2030 г. [1]. Что еще более важно, данная тенденция в основном характерна для развивающихся стран, где значительно расширяются территории городов и появляются новые мегаполисы. Использование городской земли ненадлежащим образом приводит к ухудшению окружающей среды, пробкам на дорогах, нехватке городских служб и др. Постоянный мониторинг происходящих изменений поможет понять динамику по различным пространственным и временным показателям для эффективного градостроительного управления городскими территориями [2, 3].

Современная Москва – один из самых густонаселенных городов мира. Москва является крупным международным центром, центром науки, образования и культуры. Одной из основных задач развития города является изменение сложившегося за последние годы дисбаланса между развитием социальной, транспортной и инженерной инфраструктуры и темпами и объемами строительства коммерческой и жилой недвижимости в столице. Для решения этой задачи в столичном регионе Правительством Москвы реализуется ряд государственных программ по нескольким направлениям развития города [4-15]. Результат реализации таких государственных программ, как «Столичное образование», «Жилище», «Развитие транспортной системы» во многом зависит от координации действий всех заинтересованных участников этих программ. Необходимо вести системный мониторинг результатов реализации запланированных мероприятий, чтобы достичь повышения качества жизни населения за счет обеспечения жилой застройки всей необходимой социальной и транспортной инфраструктурой. В связи с этим необходимо обратить особое внимание на эффективность реализуемых программ, а именно на их основные элементы, такие как:

- формирование оперативных и прогнозных показателей;
- развитие средств автоматизированного проектирования и управления в инвестиционно-строительной сфере;
- создание единой системы контроля над процессом реализации государственных целевых программ по развитию городских территорий.

Вопросами градостроительного развития городских территорий на сегодняшний день занимаются различные специалисты, предлагая современные решения в отдельных отраслях. Так, в одной из работ авторы предлагают собственную стратегию регенерации исторической застройки с использованием элементов «зеленой» архитектуры [16, 17]. Организационно-технологические факторы, влияющие на комплексную реконструкцию жилой застройки, рассматриваются в работе В.М. Кирнос и Т.С. Кравчуновской [18]. В статье, [19] вводится специальное понятие «архитектурно-строительный потенциал объекта недвижимости»: предлагаемый авторами показатель рассматривается как инструмент для эффективного управления собственностью при реконструкции, реновации, купле-продаже недвижимого имущества.

Как раньше, так и сегодня расширение территорий Москвы происходит за счет Московской области. При этом создаваемые в Московской области, но ориентированные на функциональное взаимодействие с самой Москвой градостроительные объекты со временем оказываются в черте города. Следовательно, вдоль новой границы начинают возникать новые объекты, функционально связанные с мегаполисом. Логистические центры, торговые центры и аэропорты являются типичными примерами таких объектов, которые пока находятся за пределами городской территории. Очевидно, что мониторинг городских территорий должен прослеживать взаимосвязь между местными и глобальными объектами, как это предлагается сделать в Пекине [16].

Решение задачи мониторинга на данный момент ищут в сфере применения систем с распределенными датчиками [17] с созданием трехмерных карт высокого разрешения [18–28].

Область исследования

В процессе выполнения работы планируется провести анализ общих принципов градостроительного развития территорий города в разрезе муниципальных районов с использованием материалов, созданных с помощью:

- геоинформационных технологий;
- аэрофотосъемки;
- тепловизионных исследований;
- моделей развития территорий города.

Область исследования сосредоточена на моделировании развития городских территорий с учетом функционального назначения территорий с использованием дистанционного зондирования.

При анализе сложившейся градостроительной ситуации предполагается учитывать влияние на развитие территорий экологических, социальных, экономических и архитектурно-эстетических факторов.

Экологические факторы выражаются в несоответствии существующей застройки санитарно-гигиеническим требованиям, а также требованиям охраны окружающей среды. Современная экологическая ситуация требует принятия решений по наиболее актуальным вопросам: создание экологически чистой среды обитания человека, разделение жилых зданий и промышленных территорий, производство на которых не удовлетворяет санитарным нормам, организация санитарно-защитных зон, переработка отходов производства и потребления.

К социальным факторам можно отнести несоответствующий уровень обеспеченности горожан социально-бытовыми услугами, что является предпосылкой к анализу сложившейся ситуации и поиску решений для устранения установившихся диспропорций.

Экономические факторы обусловлены несоответствием между объемом вводимого жилого фонда и современными стандартами функциональности, комфортности и безопасности жилья.

Архитектурно-эстетические факторы выражаются в отсутствии комплексного подхода к архитектурной организации городской среды, необходимости сохранения и рационального использования исторически ценных художественных элементов существующей застройки. Для многих жилых микрорайонов актуальной задачей является повышение уровня благоустройства территории.

На основе рассмотренных выше факторов можно систематизировать параметры, которые влияют на градостроительное развитие территории [29]. Основными из них являются следующие группы параметров:

- улучшение жилищных условий;
- достаточность городских (магистральных) инженерных коммуникаций;
- развитие дорожно-транспортной сети;
- развитие системы социального обслуживания населения;
- модернизация элементов благоустройства территории.

Учет перечисленных параметров, определяющих решения по комплексному развитию территорий города, на каждом этапе проектирования (при проведении предпроектных и инвестиционных исследований) позволит принимать наиболее обоснованные и экономически эффективные решения, которые будут способствовать развитию как отдельных районов, так и города в целом.

Цели исследования

Целью данного исследования является разработка технологии анализа и мониторинга градостроительного развития территорий города [30]. Предлагаемая технология подразумевает создание единой системы контроля в области градостроительства. Объединение информации, получаемой от различных участников инвестиционно-строительного процесса, позволит прогнозировать и планировать комплексное градостроительное развитие районов в зависимости от сложившейся ситуации. Разрабатываемый информационно-аналитический интернет-портал развития территорий города Москвы создается для решения следующих задач:

- оценка уровня инвестиционной привлекательности территории;
- анализ существующего положения и прогнозирование нагрузки на социальную и транспортную инфраструктуру района;
- автоматизированное информационное сопровождение реализации государственных программ в разрезе муниципальных округов;
- удаленный доступ к данным о муниципальном районе и строящихся объектах посредством широкополосного доступа в Интернет.

В настоящее время существуют целевые программы комплексного развития административных округов, содержащие детализированное описание современного положения и перспективного развития территории округа. Разработка подобных документов призвана обеспечить координацию государственных программ на территории города и взаимосвязь территориальных и отраслевых интересов. В паспорте целевой программы представлены основные цели, задачи, показатели и ожидаемые результаты программы; этапы и сроки реализации; а также указывается общий объем финансирования.

Аналогично предлагается разрабатывать паспорта градостроительного развития административных округов. Для этого были проанализированы существующие программы комплексного развития, интернет-сайты префектур, а также утвержденные и опубликованные программы и концепции социально-экономического развития. Так, например, в программах развития административных округов и концепции развития административных округов отражены социально-экономические аспекты деятельности. Программы комплексного развития административных округов иллюстрируют утвержденные планы по строительству (реконструкции) и проектированию в различных отраслях без учета взаимного влияния и связей. Общим недостатком рассмотренных документов является отсутствие адекватной оценки положения и анализа перспективного развития в градостроительной области в зависимости от особенностей рассматриваемой территории.

Методы исследования

Важной частью исследования является определение динамики развития территорий с учетом прогноза развития города в будущем. Кроме того, необходим анализ самого процесса городского планирования и моделирование его влияния на рост урбанизации с целью управления этим процессом.

В качестве методов исследования в рамках данной проблематики можно использовать:

- моделирование динамики развития городов (с использованием спутниковых изображений и геоинформационных систем);
- анализ и планирование управляющих воздействий, которые будут способствовать взаимосвязанному развитию всех систем городской жизни.

На сегодняшний день в Москве независимо друг от друга используется несколько информационных и аналитических систем. Данные из таких источников отражают характерные для эксплуатирующего ведомства показатели и компоненты. Разрозненность источников информации приводит к несогласованности принимаемых решений как в инвестиционно-строительной деятельности, так и в области градостроительного развития территории.

Организация единой системы мониторинга развития городских территорий (рис. 1) предоставит возможность осуществлять постоянный контроль градостроительной деятельности в городе. Новизна предлагаемой разработки состоит в целостном представлении информации о территориях города благодаря использованию широкополосных линий передачи данных в процессе объединения существующих информационных систем. Следует отметить и возможность удаленного доступа к информации как в целях ее просмотра, так и для непосредственной обработки данных. Организация доступа к единой системе хранения, обработки и обмена

информацией различного содержания позволит во многом избежать использования недостоверных данных и принятия несогласованных решений. Предоставление достоверной исходной информации о застраиваемой территории может способствовать повышению качества реализуемых инвестиционно-строительных проектов.

Основными этапами процесса создания такой системы являются сбор, анализ, обработка исходных сведений и представление информационно-аналитических данных. Объединение массивов разнородной информации из различных источников позволит отражать в единообразной структурированной форме необходимые показатели и параметры. Использование методов статистического анализа, прогнозирования, качественных и количественных методов принятия решений является той основой, на которой формируются рекомендации по корректировке реализуемых мероприятий или прогнозные показатели развития территории. Далее создается информационная модель, отражающая взаимосвязь потоков информации от источников до конечных пользователей. В качестве источников информации могут рассматриваться используемые на территории города базы данных различных муниципальных и городских служб. Конечными пользователями являются специалисты, работающие над проектами развития территории, а также потенциальные застройщики или инвесторы.

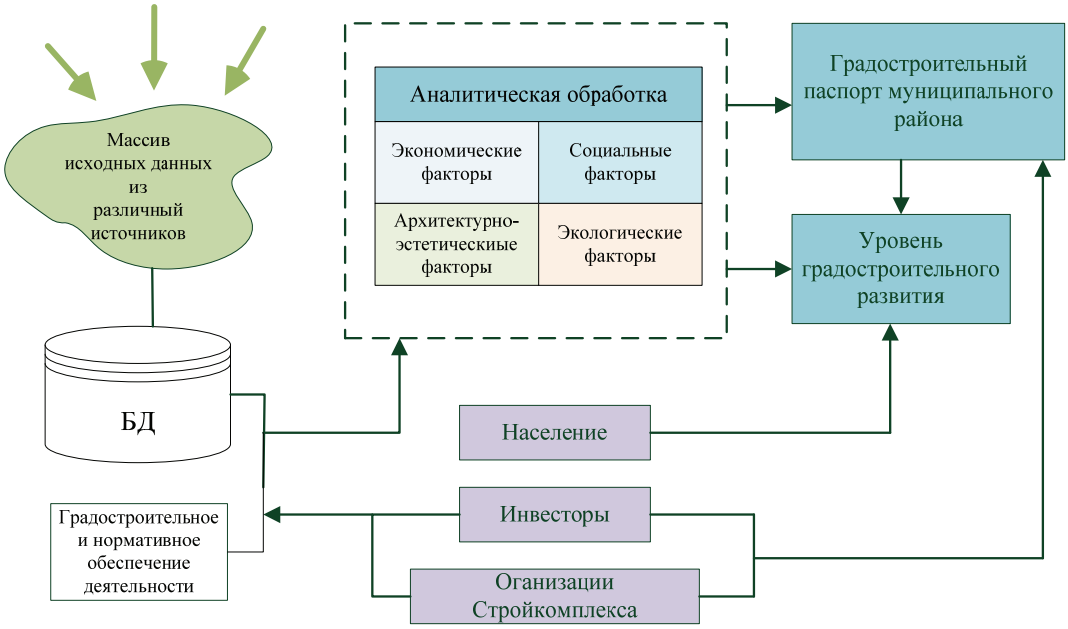


Рисунок 1. Принципиальная схема функционирования единой системы мониторинга развития городских территорий

Предлагаемая структура информационно-аналитического интернет-портала позволит объединить разрозненные информационные ресурсы, что поможет сформировать комплексное информационное обеспечение процессов планирования, контроля и реализации градостроительной деятельности на территории района. Структура информационно-аналитического интернет-портала градостроительного развития территорий города Москвы представляет собой совокупность взаимосвязанных блоков, основной задачей которых является предоставление пользователю актуальной и достоверной информации о территориях города. Главный принцип работы интернет-портала – это организация интерактивной работы пользователей с информацией и возможность удаленного доступа к ней, а также возможность получения комплексных данных и их мультимедийного представления. Использование современных интерактивных технологий для реализации интернет-портала в области градостроительного управления территориями позволит реализовать новую форму взаимодействия организаций, участвующих в инвестиционно-строительном процессе. Также предусматривается возможность предоставления объективной и целостной информации для населения, в частности данных об объектах социальной инфраструктуры, оценке экологической безопасности и других факторов, влияющих на комфортность проживания горожан. Рассматриваемый интернет-портал может быть реализован различными средствами, например, Microsoft InterDev и Microsoft FrontPage с использованием технологий ASP, ADO, XML, Microsoft Indexing Service на платформе Microsoft Windows Server и Internet Information Server.

Заключение

Созданная методика основывается на единой системе контроля в области градостроительного развития территорий города и предназначена для решения таких актуальных задач, как контроль процесса разработки градостроительной документации, анализ существующего положения и прогнозирование нагрузки на социальную инфраструктуру района, автоматизированное информационное сопровождение реализации государственных программ в муниципальных округах.

Использование предлагаемой технологии позволит достичь цели исследования и реализовать сформулированные задачи. Единая система контроля в области градостроительства позволит контролировать ход реализации государственных целевых программ в каждом муниципальном районе города за счет автоматизированного формирования и оценки оперативных и прогнозных показателей.

Данная поисковая научно-исследовательская работа проведена в рамках реализации ФЦП «Научные и научно-педагогические кадры инновационной России» на 2009–2013 годы.

Литература

1. Antrop M. Landscape change and the urbanization process in Europe // Landscape and Urban Planning. 2004. Vol. 67. Issues 1–4. Pp. 9-26.
2. Repetti A., Desthieux G. A Relational Indicator set Model for urban land-use planning and management: Methodological approach and application in two case studies // Landscape and Urban Planning. 2006. Vol. 77. Issues 1–2. Pp. 196-215.
3. Weber C. Interaction model application for urban planning // Landscape and Urban Planning. 2003. Vol. 63. Issue 1. Pp. 49-60.
4. Король Е.А., Каган П.Б., Хоркина Ж.А. Способы повышения эффективности реализуемых инвестиционных программ жилищного строительства // Промышленное и гражданское строительство. 2010. №10. С. 17-19.
5. Король Е.А., Каган П.Б. Управление градостроительными программами // Градостроительство. 2010. №4. С. 57-60.
6. Король Е.А., Комиссаров С.В., Каган П.Б., Арутюнов С.Г. Решение задач организационно-технологического моделирования строительных процессов // Промышленное и гражданское строительство. 2011. №3. С. 43-45.
7. Лёвкин С.И., Киевский Л.В. Программно-целевой подход к градостроительной политике // Промышленное и гражданское строительство. 2011. №8. С. 6-9.
8. Талашкин Г.Н., Кабанов А.А., Кабанов А.В. Организационно-технологические основы определения приоритетных схем инвестирования крупномасштабного строительства // Промышленное и гражданское строительство. 2011. №6. С. 56-59.
9. Теличенко В.И., Амбарцумян С.А., Дмитриев А.Н., Король Е.А., Каган П.Б., Комиссаров С.В., Бачурина С.С. Основы методологии и автоматизации управления городскими строительными программами. М.: АСВ, 2007. 272 с.
10. Хоркина Ж.А. Создание методов формирования городских строительных программ на основе IT-технологий // Вестник МГСУ. 2009. Спецвыпуск №1. С. 312-313.
11. Хоркина Ж.А., Чепрасов И.И., Каган П.Б. Формирование адресных перечней инвестиционно-строительных программ с использованием имитационного моделирования // Вестник МГСУ. 2010. №2. С. 264-266.
12. Каган П.Б. Основы функционального управления строительными программами и процессами // Вестник МГСУ. 2007. №3. С. 95-96.
13. Каган П.Б. Разработка многомерной модели анализа ключевых показателей инвестиционно-строительных программ // Вестник МГСУ. 2009. №4. С. 306-309.
14. Каган П.Б. Функциональное управление федеральными целевыми строительными программами // Вестник МГСУ. 2009. №2. С. 234-236.

15. Каган П.Б., Хоркина Ж.А. Разработка технологии выбора объектив строительства при формировании городских строительных программ // Вестник МГСУ. 2009. №4. С. 310-312.

16. Дуничкин И.В., Володина А.В. Экологическая регенерация застройки исторической среды // Промышленное и гражданское строительство. 2011. №3. С. 48-50.

17. Van Herzele A., Wiedemann T. A monitoring tool for the provision of accessible and attractive urban green spaces // Landscape and Urban Planning. 2003. Vol. 63. Issue 2. Pp. 109-126.

18. Кирнос В.М., Кравчуновская Т.С. Обоснование стоимости комплексной реконструкции жилой застройки // Промышленное и гражданское строительство. 2010. №9. С.36-38.

19. Хайкин В.Г., Аргунов С.В., Старостина Н.Г. Архитектурно-строительный потенциал объектов недвижимости, вовлеченных в процесс воспроизводства // Промышленное и гражданское строительство. 2011. №10. С. 9-12.

20. Melchert Saguas Presas L. Transnational urban spaces and urban environmental reforms: analyzing Beijing's environmental restructuring in the light of globalization // Cities. 2004. Vol. 21. Issue 4. Pp. 321-328.

21. Martinuzzi S., Gould W.A., Ramos González O.M. Land development, land use, and urban sprawl in Puerto Rico integrating remote sensing and population census data // Landscape and Urban Planning. 2007. Vol. 79. Issues 3–4. Pp. 288-297.

22. Van de Voorde T., Jacquet W., Canters F. Improving the wind environment in high-density cities by understanding urban morphology and surface roughness, Mapping form and function in urban areas: An approach based on urban metrics and continuous impervious surface data // Landscape and Urban Planning. 2011. Vol. 102. Issue 3. Pp. 143-155.

23. Wu Q., Li H., Wang R., Paulussen J., He Y., Wang M., Wang Bi., Wang Z. Monitoring and predicting land use change in Beijing using remote sensing and GIS // Landscape and Urban Planning. 2006. Vol. 78. Issue 4. Pp. 322-333.

24. Ng E., Yuan C., Chen L., Ren R., Fung J. Improving the wind environment in high-density cities by understanding urban morphology and surface roughness: A study in Hong Kong // Landscape and Urban Planning. 2011. Vol. 101. Issue 1. Pp. 59-74.

25. Gill S., Handley J., Roland Ennos A., Pauleit S., Theuray N., Lindley S. Characterising the urban environment of UK cities and towns: A template for landscape planning // Landscape and Urban Planning. 2008. Vol. 87. Issue 3. Pp. 210-222.

26. Home R. Information systems for development land monitoring // Cities. 1984. Vol. 1. Issue 6. Pp. 557-563.

27. Bogaerts T. GIS for health and environment // Cities. 1991. Vol. 8. Issue 1. Pp. 17-24.

28. Martínez S., Ramil P., Chuvieco E. Monitoring loss of biodiversity in cultural landscapes. New methodology based on satellite data // Landscape and Urban Planning. 2010. Vol. 94. Issue 2. Pp. 127-140.

29. Захаров П.В., Силуянова Е.С., Жемирев А.С. Системы автоматизированного проектирования процессов строительного производства с использованием интерактивного интерент-портала // Промышленное и гражданское строительство. 2011. №2. С. 67-68.

30. Li F., Liu X., Hu D., Wang R., Yang W., Li D., Zhao D. Measurement indicators and an evaluation approach for assessing urban sustainable development: A case study for China's Jining City // Landscape and Urban Planning. 2009. Vol. 90. Issues 3–4. Pp. 134-142.

**Павел Борисович Каган, Москва, Россия*

Тел.моб.: +7(963)750-69-86; эл. почта: kpbru@rambler.ru

© Каган П.Б., Хоркина Ж.А., Зуева А.В., 2012

Новые композиционные нейтронно-поглощающие материалы для контейнеров сухого хранения отходов ядерного топлива строящихся атомных электростанций

К.т.н., профессор А.Н. Пономарев*,
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет;
д.т.н., заместитель генерального конструктора–главный конструктор В.Д. Гуськов;
к.ф.-м.н., заместитель начальника отдела В.В. Воронцов,
ОАО «КБСМ»;
ведущий инженер-технолог И.В. Агеев;
старший инженер-технолог Л.А. Кеменов,
ЗАО «НТЦ ПН»
руководитель проекта А.В. Романов;
д.т.н., профессор, советник при ректорате И.Р. Шегельман,
ФГБОУ ВПО Петрозаводский государственный университет

Ключевые слова: пожаробезопасность; температуростойкость; нейтронно-поглощающие материалы; радиационная стойкость; Астралены; модифицированные гиперпластификаторы; самоуплотняющиеся композиции

Обеспечение эффективной и надежной защиты персонала ядерно-физических установок и населения при длительном хранении отходов ядерного топлива (ОЯТ) в специализированных «сухих» транспортных контейнерах высокой емкости связано с необходимостью решения задачи создания твердых, пожаробезопасных и температуростойких нейтронно-поглощающих материалов, учитывая их ограниченность по весу.

Существующий опыт в реализации близких задач [1-6] показывает отсутствие готовых оптимальных решений. Для облегчения анализа уже существующих и разрабатываемых направлений в рассматриваемой области и поиска инструментов для решения поставленной задачи в таблице 1 представлены сопоставительные характеристики ряда известных нейтронно-защитных материалов.

Таблица 1. Сопоставительные характеристики нейтронно-защитных материалов

Вид нейтронно-поглощающего материала	Плотность, г/см^3	Предельная температура эксплуатации, ^{o}C	Класс горючести	Самоуплотняемость в полостях	Предельное содержание водорода, г/см^3	Ориентировочная стоимость, руб/л
ПЭНД [1]	0,96	132	Г3	нет	0,137	45
ПДМС [2]	1,35	250	Г1	да	0,06	400
Сополимеры ПП [3]	0,93	170	Г3	нет	0,132	80
Тяжелые бетоны [4,5]	2,7-4,6	550	НГ	нет	0,01	28
ЭНВП [6,7]	1,27	230	Г2	да	0,065	340

ПЭНД – полиэтилен высокого давления, **ПДМС –** полидиметилсилоксан, **ПП –** полипропилен, **ЭНВП –** эпоксиноволачные полимеры

Почти идеальным материалом нейтронной защиты являлся бы ПЭНД – полиэтилен, получаемый по технологии полимеризации этилена при низком давлении (содержание водорода – 13,7 г/см^3), однако он горюч и начинает плавиться уже при температуре 124-132°C [1]. При облучении ПЭНД дозами более 0,8 х 10^3 Гр полиэтилен становится объемно-сетчатым и температура его плавления повышается до 155-160°C[8], однако при увеличении значений поглощенной дозы он охрупчивается и температура плавления опять снижается.

Механически прочными, содержащими достаточно большое количество водорода, радиационно- и температуростойкими полимерами являются эпоксиноволачные композиции (ЭНВП), однако их свойства серьезно зависят от способа их полимеризации [6,7]. Развитие технологии синтеза новых полимеров, в особенности элементоорганических, привело к созданию материалов с очень высокой температурной стабильностью – свыше 500°C (полидиметил-силоксаны-ПДМС, фторированные силоксановые каучуки, бензимидазолы [2] и т.д.), но все эти

материалы остаются горючими и содержат существенно меньшее относительное количество водорода, чем полиэтилен. Следует отметить, что у полиэтилена присутствует еще один недостаток – трудность заполнения полостей сложной формы (поскольку расплав этого полимера имеет высокую вязкость), что, в свою очередь, послужило причиной развития технологии литья под давлением, успешно освоенной при изготовлении малогабаритных деталей.

Все композиции на основе полимерных связующих объединяет еще один существенный недостаток – их низкая эксплуатационная и радиационная стойкость [8,9]. Основными причинами старения полимеров и полимерных матриц в композиционных материалах являются термоокислительная, фотоокислительная и радиационно-окислительная деструкции. И если влияние фотоокислительной деструкции полимерных компонентов в объеме композиционных материалов может быть и не слишком велико, то тепловые флуктуации и результаты воздействия потоков ионизирующего излучения исключить невозможно. Вследствие этого запускается довольно простой механизм – молекулы полимера переходят в возбужденное состояние и имеют после незначительного времени существования в этом состоянии (не более 10^{-6} с) три перспективы:

- прямая диссоциация, или термоокислительная деструкция в присутствии кислорода (в результате – разрывы полимерной цепи, изменение молекулярно-весового распределения и потеря физико-механических характеристик);
- люминесценция;
- переход энергии возбуждения в тепловое движение электронов, не привязанных жестко к фиксированным энергетическим уровням.

Деструкция основной цепи – это и есть старение полимеров через «размытие» молекулярно-весового распределения, люминесценция чаще всего запрещена по квантово-механическим причинам. Остается наилучший выход – переход энергии возбуждения в тепловую энергию свободных электронов. Но для этого в полимерных средах необходимо наличие объектов, на которых возможно рассеяние этой «лишней» энергии. В металлах эту задачу выполняют электроны свободной зоны. Но полимеры – чаще всего диэлектрики. Таким образом, возникает задача введения в объем полимера неких дополнительных веществ, которые располагают «излишними» свободными или полусвязанными электронами. Такую роль при производстве практически всех крупнотоннажных пластиков играют специальные стабилизаторы, преимущественно на основе различных фосфороароматических соединений. Однако их количество (а значит, и эффективность этого метода) ограничено и по технологичности введения и по их цене, поэтому ресурсные показатели большинства полимерных материалов не превышают 8-10 лет в нормальных условиях при мощностях поглощенной дозы, не превышающих 10^{-4} Гр/с.

В составе ядерно-физических установок, особенно в непосредственной близости от поверхности тепловыделяющих элементов, радиационная нагрузка имеет на порядки бо́льшие значения, что требует гораздо более эффективных методов стабилизации полимерной составляющей используемых композиционных материалов. Таким средством, как нам представляется, могут эффективно служить крупные полиэдральные каркасные углеродные кластеры фуллероидной природы (так называемые Астралены [10,11]). Они состоят из большого числа пентагонов и гексагонов, обладающих смешанной гибридизацией π-электронов [12,13] и, соответственно, мощным облаком необходимых слабо связанных частиц, на которых диссипируется энергия возбуждения молекул окружающей среды.

Следует обратить внимание еще на одну особенность Астраленов – они имеют тороподобную форму [14], и поскольку удельная поверхность тора по отношению к его объему больше, чем у сферических частиц, то эффективность поверхностного взаимодействия тороподобных частиц с окружающей средой также будет повышенной. Такие добавки должны проявлять чрезвычайно эффективные протекторные свойства, и экспериментальные результаты сравнительной оценки эффективности стабилизации полимеров в условиях высокой радиационной нагрузки это подтверждают (см. рис.1).Таким образом, появляется перспективная возможность использования полимерных компонентов в составе нейтронно-защитных композиций для эксплуатации в условиях высоких радиационных нагрузок. Однако, как показали выполненные термогравиметрические исследования, количественные показатели доли полимерных компонентов в составе таких композиций не должны превышать 12% масс, исходя из безусловного требования негорючести композита в целом.

Из вышеизложенного следует, что основная часть нейтронно-защитных композиционных материалов должна быть основана на использовании гидратированных минеральных вяжущих, оптимально наполненных рассеивающими и нейтронно-поглощающими компонентами [15].

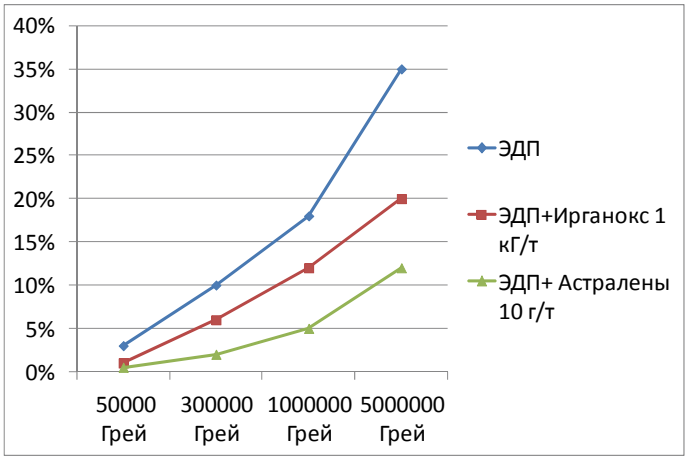


Рисунок 1. Сравнительная эффективность стабилизации эпоксидиановых полимеров стандартным фосфороароматическим радиопротектором и Астраленами с концентрацией, уменьшенной в 100 раз. По оси ординат отложен процентный уровень деградации прочности на сжатие, по оси абсцисс – значения поглощенной дозы фотонного излучения с энергией 1,25 МэВ

Приведенная относительная концентрация Астраленов, как высокоэффективных радиопротекторов, не превышает 10^{-5}.

При этом требуется обеспечить наличие максимального количества химически связанной воды и, соответственно, максимальное количество водорода на единицу объема материала. Такое же требование предъявляется к выбираемому основному наполнителю [15]. Для увеличения длины пробега нейтронов в объеме поглощающего материала в конкретной конструкции целесообразно также вводить в композицию бор как эффективно поглощающий тепловые нейтроны элемент. Но бор можно использовать также и в виде химических соединений, содержащих связанную воду (например, в виде 10-водного тетраборнокислого натрия по ГОСТ 4199-76).

К числу самых серьезных требований к нейтронно-защитному композиционному материалу относится требование обеспечить высокую подвижность на стадии формирования конструкций сложной формы и значительных объемов. Однако разработка самоуплотняющихся составов с минеральными наполнителями крупных фракций, даже содержащими высокий процент химически связанной воды, является чрезвычайно сложной химико-технологической задачей. Известные бетоны с водородосодержащими наполнителями, такими как природный брусит, серпентивит [15] и т.д., обеспечивают показатели удобоукладываемости на уровне П3-П4 в лучшем случае, но даже для этого требуется повышать содержание технологической воды, создавая тем самым сложные условия для ее удаления из замкнутых конструкций и предпосылки потери физико-механических показателей композиции. По результатам проведенного анализа возможностей отечественного рынка минерального сырья была сформирована задача создания композиции на основе гидратированных минеральных вяжущих и дисперсных мелкозернистых наполнителей, обладающих свойствами самоуплотняющихся бетонов (СУБ).

Появление самоуплотняющихся композиций на основе цементных вяжущих связано с созданием олигокарбоксилатных гиперпластификаторов – дорогостоящих, но высокоэффективных невспенивающих поверхностно-активных синтетических олигомеров в сочетании с высокодисперсными пассивными и активными наполнителями [16].

В настоящее время промышленно освоена достаточно широкая номенклатура таких добавок к цементным вяжущим, как серии пластификаторов Zica, MelFlux, Premia и т.д. Однако повышенное количество этих добавок, необходимое для достижения эффекта самоуплотнения, оставляет нерешенной проблему их эксплуатационной и радиационной устойчивости в составе нейтронно-поглощающих композиций и снижает физико-механические показатели композиций в целом. Поэтому возникает задача оптимального снижения концентрации карбоксилатных пластификаторов с сохранением требуемой подвижности композиций и обеспечения их достаточной прочности после затвердевания. Подобные задачи успешно решаются методами нанотехнологий, интенсивно развиваемыми в последние годы [17,18].

Авторам представляется наиболее приемлемым путем достижения обозначенных целей использование технических решений, защищенных патентами РФ №2436749, №2355656 [19,20] и соответствующими международными заявками PCT. Эти решения предусматривают использование Астраленов для увеличения подвижности жидких смесей и повышения эффективности действия карбоксилатных пластификаторов, а также для одновременного повышения основных характеристик композиций на основе минеральных вяжущих, в том числе физико-механических.

В качестве минерального вяжущего, обладающего высокой стабильностью при повышенных температурах и высоких радиационных нагрузках, был выбран оксид магния, получаемый путем очистки и специализированной термической обработки (обжига) измельченного природного брусита (БМО-3, СТО 59074732-01-2009). В качестве основного дисперсного наполнителя – также молотый брусит-Агромаг-300 (ТУ 1517-001-59074732-05) в смеси с синтетической семиводной гидроокисью магния, содержащей дополнительное количество связанной кристаллизационной воды. В целях повышения связности смеси в композицию также целесообразно оказалось ввести небольшое количество микрокремнезема, активного по ТУ 5745-012-18891264-2009, в котором при гидратации также образуется дополнительное количество кристаллизационной воды. Реакция гидратации оксида магния происходит в присутствии некоторых катализаторов, которыми является, например, сернокислый магний 7-водный ГОСТ 4523-77 и (или) модификатор углеродосодержащий нанодисперсный ТУ 2166-13800624-2004, в состав которого входит до 5% Астраленов и значительно меньшее количество сернокислого магния. Основной пластифицирующей добавкой был выбран олигокарбоксилатный пластификатор MelFlux 5581, поставляемый корпорацией BASF. Вместе с использованием астраленсодержащего модификатора удалось достигнуть уровня подвижности, соответствующего квалификации СУБ (расплыв пятна от обратного конуса более 1200 мм), при количестве пластификатора, не превышающем 0,16% масс.

По результатам испытаний для разработанного нового композиционного материала на минеральных вяжущих для нейтронной защиты ядерно-физических установок и универсальных контейнеров ОЯТ повышенной емкости были получены следующие значения основных параметров опытных образцов:

Прочность при сжатии, не менее, МПа	10
Плотность, г/см^3	1620
Содержание водорода при 160°С, г/см^3	0,062
Класс горючести	НГ
Класс водонепроницаемости W, Атм	10
Класс по морозостойкости F	250
Класс удобоукладываемости	R6 (СУБ)

Технологически многокомпонентный состав нового композиционного нейтронно-поглощающего материала возможно использовать в процессе изготовления (заполнения) конкретных конструкций методом применения затворяемых на месте производства сухих смесей готовых добавок. Такая технология была апробирована при изготовлении комплекта сухих смесей для головного опытного образца универсального транспортного контейнера ТУК-146.

Предварительные оценки экономических показателей нового нейтронно-поглощающего материала дали результирующие значения его стоимости в условиях серийного производства, не превышающие 220 руб/кг.

Выводы

В результате проделанной аналитической и экспериментальной работы определены основные препятствия в использовании полимерных композиционных материалов и композиционных материалов на минеральных вяжущих в качестве высокотемпературной нейтронной защиты ядерно-физических установок и универсальных контейнеров ОЯТ повышенной емкости. Обоснован и впервые разработан метод повышения эксплуатационного ресурса и радиационной стойкости полимерных составляющих таких композиций за счет применения новых эффективных радиопротекторов – Астраленов.

В работе установлено, что использование модифицированных полимерных компонентов в композиционном нейтронно-поглощающем материале в количествах, не превышающих 12% масс, не выводит эти композиции из класса материалов, квалифицируемых по категории НГ. Впервые на магнезиальном вяжущем апробирован метод повышения подвижности рабочей смеси с применением модифицированных карбоксилатных гиперпластификаторов, что позволило получить квалификацию нейтронно-поглощающего материала R6 (СУБ) при количестве модифицированного пластификатора, меньшем 0,16% масс.

Созданный на основе выполненных исследований нейтронно-поглощающий материал превосходит известные аналоги по показателям сочетания удельного веса, технологичности, класса пожарной опасности и удельного содержания водорода при повышенных температурах.

Литература

1. Прохоров А.М. Энциклопедия полимеров. М.: Советская Энциклопедия, 1977. Т. 3. 1006 с.
2. Коршак В.В. Химическое строение и температурные характеристики полимеров. М, 1970. 420 с.
3. Ohnishi S.S., Sugimoto S.J., Nitta I. Electron spin resonance study of radiation oxidation of polymers. IIIB. Polypropylene and polyvinyl chloride // Journal of Polymer Science. Part A: General Papers. 1963. Vol. 1, issue 2. Pp. 625-637.
4. Шейнич Л. А. Специальные бетоны и композиционные материалы // Капстроительство. 2002. №8. С. 47-49.
5. Дубровский В.Б. Радиационная стойкость строительных материалов. М.: Стройиздат, 1977. 278 с.
6. Волков А.С. Изучение влияния эпоксиноволачного олигомера на процессы отверждения эпоксидиановых композиций // Пластические массы. 2008. №8. С. 10-13.
7. Томильчук А.Я. Изучение процесса отверждения эпоксиноволачной смолы ангидридом методом иК-спектроскопии // Пластические массы. 2010. №10. С. 12-19.
8. Van de Voorde M. H., Pluym G. Radiation damage of materials: Part 1 – a Guide to the Use of Plastics. Engineering Handbook / European Organization for Nuclear Research. Geneva, Switzerland, 1966. 131 p.
9. Ладыгин Е.А. Действие проникающей радиации на изделия электронной техники. М.: Советское радио, 1980. 224 с.
10. Пономарев А.Н., Никитин В.А. Полиэдральные многослойные углеродные наноструктуры фуллероидного типа. Патент РФ на изобретение №2196731, Реестр ФИПС от 20 января 2003 г.
11. Пономарев А.Н., Юдович М.Е. Многослойные углеродные наночастицы фуллероидного типа тороидальной формы. Патент РФ на изобретение №2397950, Государственный Реестр изобретений от 27 августа 2010 г.
12. Shames A.I., Katz E.A., Panich A.M., Mogilyansky D., Mogilko E., Grinblat J.,.Belousov V.P, Belousova I.M., Ponomarev A.N. Structural and magnetic resonance study of astralen nanoparticles // Diamond & Related Materials. 2008. Vol. 18. Issue 2-3. Pp. 505-510.
13. Shames A.I., Felner I., Osipov V.Yu., Katz E.A., Mogilko E., Grinblat J., Panich A.M., Belousov V.P, Belousova I.M., Ponomarev A.N. Closed π-Electron Network in Large Polyhedral Multi-Shell Carbon Nanoparticles // Nonoscience and Nanotechnology Letters. 2011. Vol. 3. Pp. 41-48
14. Ponomarev A.N., Figovsky O.L. The giant resonances at disperse interactions of non-metallic particles and examples of the composite materials modified by Astralenes // Scientific Israel-Technological Advantages. 2010. Vol. 12. Pp. 54-57.
15. Королев Е.В. Методики и алгоритм синтеза радиационно-защитных материалов нового поколения / ПГУАС. Пенза, 2009. 130 с.
16. Kurdovski W., Nocun-Wozelik. The Tricalcium Silicane Hydration in the Presence of Active Silica // Cement and Concrete Research. 1983. Vol. 13. Pp. 341-348.
17. Пономарев А. Н. Высококачественные бетоны. Анализ возможностей и практика использования методов нанотехнологии // Инженерно-строительный журнал. 2009. №6. С. 25-33.
18. Кривцов Е.Е., Никулин Н.М., Ясинская Е.В. Исследование характеристик наномодифицированных сухих строительных смесей // Инженерно-строительный журнал. 2011. №2(20). С. 29-32.
19. Пономарев А.Н., Юдович М.Е. Нанокомпозитный материал на основе минеральных вяжущих. Патент РФ на изобретение №2436749, Государственный Реестр изобретений от 20 декабря 2011 г.
20. Пономарев А.Н., Юдович М.Е. Бетонная смесь. Патент РФ на изобретение №2355656, Государственный Реестр изобретений от 20 мая 2009 г.

**Андрей Николаевич Пономарев, Санкт-Петербург, Россия*
Тел. раб.: +7 (925) 001-26-09; эл. почта: 9293522@gmail.com

© Пономарев А.Н., Гуськов В.Д., Воронцов В.В., Агеев И.В., Кеменов Л.А., Романов А.В., Шегельман И.Р., 2012

Физико-механические характеристики композиционных материалов на основе отходов производства с различными рецептурами

Аспирант А.Е. Бурдонов*;
аспирант В.В. Барахтенко;
д.т.н., профессор Е.В. Зелинская;
к.т.н., научный сотрудник Е.О. Сутурина;
магистрант А.В. Бурдонова;
аспирант А.В. Головнина,
ФГБОУ ВПО Иркутский государственный технический университет

Ключевые слова: зола уноса; поливинилхлорид; наполнитель; композиционные материалы; радиационная безопасность; температура стеклования

Значение строительных материалов и изделий в народном хозяйстве нашей страны очень велико. Их потребление с каждым годом возрастает во всех областях строительства, и они составляют значительную часть стоимости зданий и сооружений. Рациональное использование и технически правильное применение строительных материалов и изделий при проектировании, возведении и реконструкции зданий является одним из основных способов снижения стоимости строительства. Современная промышленность достигла больших успехов в области производства не только цементов, керамических изделий, ячеистых бетонов, но и в производстве полимерных композиционных материалов [1].

Среди новых искусственных материалов весьма перспективными являются строительные материалы, изготавливаемые на основе отходов теплоэнергетического комплекса и отходов полимерной промышленности.

Современные полимерные материалы являются многокомпонентными системами, в структуре которых, наряду с полимерным связующим, используются различного типа наполнители и аддитивы. Содержание специальных добавок в полимерной системе может изменяться в широких пределах, и в зависимости от цели использования материала можно изменять свойства композита. Как известно, полимеры без добавок и наполнителей для производства строительных материалов применяются достаточно редко. Обычно в них добавляют пластификаторы, модификаторы, стабилизаторы, смазки, что позволяет получать материал с хорошими технологическими свойствами.

Для уменьшения расхода полимера, а следовательно, и стоимости конечного изделия и одновременно придания материалу прочности и твердости применяются различные наполнители: армирующие, уплотняющие и окрашивающие порошки, которые, в свою очередь, влияют на структуру изделия.

Применение золы уноса, образующейся при сжигании угля на тепловых электростанциях, в качестве наполнителя не только сделает получаемые изделия более дешевыми, но также снизит техногенную нагрузку на окружающею среду и улучшит физико-механические характеристики материала.

Композиционные материалы на основе отходов теплоэнергетического комплекса (золы уноса) – новый класс конструкционных и теплоизоляционных материалов, особенностями которых являются повышенная огнестойкость, низкая плотность, пониженное влагопоглощение по сравнению с аналогами и высокая прочность.

В Иркутской области давно начали решать проблему утилизации отходов теплоэлектростанций. К примеру, золы и золошлаковые отходы используют в дорожном строительстве при сооружении земляного полотна, для устройства укрепленных оснований, в качестве заполнителя и минерального порошка в асфальтобетонах [2]. Байкальский регион является лидером в России по объему утилизации отходов теплоэнергетики. Общее количество образовавшихся золошлаков от сжигания углей в 2010 году составило 1646850,097 тонн, из которых 943403,19 тонн реализовано потребителями. Из этого числа 885769,11 тонн – золошлаковая смесь (из золоотвала), 57634,08 тонн – зола уноса (сухая зола), что составляет 57%

реализованных отходов, учитывая, что средний уровень утилизации золошлаковых отходов по стране составляет не более 2 – 3 % [3]. Однако никогда данный вид отходов не использовался для производства полимерно-минеральных композитов теплоизоляционного и отделочного назначения. В рамках этого направления нами проведены научно-прикладные исследования, связанные с разработкой технологии получения строительных материалов на основе отходов полимерных материалов (пластмассовых изделий из полипропилена, полиэтилена, полистирола, поливинилхлорида) и отходов топливно-энергетического комплекса (золы уноса тепловых электростанций и теплоэлектроцентралей Иркутской области).

Спектр применения данных строительных материалов достаточно широк: от использования в малоэтажном строительстве до теплоизоляции объектов промышленного назначения.

Основанием для разработки новых материалов являлись пункт 9 протокола совещания у Председателя Правительства Российской Федерации В.В. Путина от 25.04.2011 №ВП-П9-23-пр, пункт 21 приложения №14 к Стратегии развития промышленности строительных материалов и индустриального домостроения на период до 2020 года, утвержденной приказом Министерства регионального развития Российской Федерации от 30.05.2011 №262.

Работа направлена на решение вопросов, поставленных в рамках приоритетного национального проекта «Доступное и комфортное жилье – гражданам России», и способствует исполнению Закона №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» от 22.07.2008 года об ограничении использования горючих материалов и Указа Президента Российской Федерации от 4 июня 2008 года №889 «О некоторых мерах по повышению энергетической и экологической эффективности российской экономики».

Экспериментальная часть

Полимерные строительные материалы независимо от назначения должны обладать набором свойств, которые сохраняются в течение всего срока эксплуатации изделия. Накопленный в течение многих лет опыт широкого применения полимерных материалов в строительстве дает возможность выявить большинство недостатков, которыми они обладают, а также наметить пути их устранения. Но для правильного применения и рационального использования материалов в строительстве необходимо знание их физико-механических характеристик.

К настоящему времени сотрудниками Иркутского государственного технического университета исследованы составы и свойства полимерно-минеральных композиций [4,5], в которых уменьшение количества полимерной составляющей достигается ее частичной заменой минеральным наполнителем – золой уноса. Главным достоинством данного наполнителя является его доступность не только в Иркутской области, но и в большинстве других регионов РФ, что с экономической точки зрения эффективно для применения в строительной индустрии.

В данной работе приведены результаты исследований свойств материалов из композиций поливинилхлорида (ПВХ) и золы уноса от сжигания углей, на которых работают ТЭЦ Иркутской области.

В ходе исследовательской работы испытания проводились на образцах материала с золой уноса от сжигания углей на Усть-Илимской ТЭЦ (У-И ТЭЦ) и ТЭЦ–7 (ТИ и ТС ТЭЦ-6) – филиалы ОАО «Иркутскэнерго». В центральной аналитической лаборатории БФ «Сосновгеология» проводился анализ химического состава золы уноса от сжигания углей на различных ТЭЦ ОАО «Иркутскэнерго». Испытания проводились в соответствии с методикой (1.80) НСАМ №246-С. В таблице 1 приведен химический состав наполнителя – золы уноса – для производства полимерно-минерального композита [6].

Зола уноса исследуемых ТЭЦ, кроме макроэлементов, содержит также микроэлементы, или элементы-примеси (Ni, Co, Cr, Pb, Sn, Zn, Mo, Zr, Ge, Cu, Ag, Zn, Be, Sc, Ga, La, Y, Ba, Sr, Li, B). Эти элементы присутствуют в золах в более высоких концентрациях, нежели в углях, что объясняется их концентрированием в процессе сгорания угля [7]. Элементы Ta, Pt, Au, Te, Hg, Ir, Gd в пробах не обнаружены.

Таблица 1. Состав золы уноса ТЭЦ ОАО «Иркутскэнерго»

№п.п.	Элемент	Содержание, размерность	Предел обнаружения	Номер пробы		
				У-И ТЭЦ	ТЭЦ-6	ТЭЦ-7
1	Si	%	0,0001	30	15	20
2	Al	%	0,0001	8	5	3
3	Mg	%	0,0001	1	4	2
4	Ca	%	0,01	5	15	10
5	Fe	%	0,0003	5	15	8
6	Na	%	0,01	0,2	1	0,4
7	K	%	0,5	0	1	1
8	Mn	$n*10^{-3}$%	0,1	40	40	20
9	Ni	$n*10^{-3}$%	0,1	10	10	8
10	Co	$n*10^{-3}$%	1	4	4	2
11	Ti	$n*10^{-3}$%	1	200	150	30
12	V	$n*10^{-3}$%	1	8	4	3
13	Cr	$n*10^{-3}$%	0,5	8	5	8
14	W	$n*10^{-3}$%	0,5	-	-	-
15	Mo	$n*10^{-3}$%	1	1	1	0,8
16	Zr	$n*10^{-3}$%	1	20	20	10
17	Hf	$n*10^{-3}$%	1	-	-	-
18	Nb	$n*10^{-3}$%	1	-	--	-
19	Cu	$n*10^{-3}$%	0,1	5	10	10
20	Pb	$n*10^{-3}$%	0,3	3	3	2
21	Sb	$n*10^{-3}$%	2	-	-	-
22	As	$n*10^{-3}$%	10	-	-	-
23	Ge	$n*10^{-3}$%	0,1	1	0,6	0,8
24	Bi	$n*10^{-3}$%	0,1	-	-	-
25	Cd	$n*10^{-3}$%	1	-	-	-
26	Ag	$n*10^{-6}$%	2	10	40	10
27	Zn	$n*10^{-3}$%	0,1	10	15	15
28	Sn	$n*10^{-3}$%	0,1	0,3	0,3	0,4
29	Be	$n*10^{-3}$%	0,1	0,3	0,1	0,2
30	Sc	$n*10^{-3}$%	0,3	0,6	-	0,5
31	Ga	$n*10^{-3}$%	1	2	1	1
32	Ce	$n*10^{-2}$%	1	-	-	-
33	La	$n*10^{-3}$%	3	4	-	-
34	Y	$n*10^{-3}$%	1	3	1,5	2
35	Yb	$n*10^{-3}$%	0,1	0,3	0,1	0,2
36	P	$n*10^{-2}$%	3	-	5	5
37	U	$n*10^{-2}$%	1	-	-	-
38	Th	$n*10^{-2}$%	1	-	-	-
39	Ba	$n*10^{-2}$%	0,2	2	8	5
40	Sr	$n*10^{-2}$%	0,5	4	1	60
41	Li	$n*10^{-3}$%	1	3	3	3
42	B	$n*10^{-2}$%	1	10	30	20

В ходе экспериментальной работы использовался поливинилхлорид суспензионный (ПВХ) двух марок: СИ-64 и СИ-67 (ГОСТ 14332-78) производства ОАО «Саянскхимпласт». Выбор данного термопласта обусловлен достаточно большой способностью к модифицированию свойств при использовании специальных добавок. При производстве данных композитов также возможно использование ПВХ-отходов [8-9].

Поливинилхлорид и изделия из него при эксплуатации подвергаются комплексу неблагоприятных воздействий (температура, атмосферные кислород и озон, солнечная радиация, атмосферные загрязнения) сильнее, чем изделия из других полимеров [10]. Для сохранения

механических свойств ПВХ применяются стабилизаторы, оксиды металов, в частности оксид кальция, содержание которого в золах ТЭЦ-7 и ТЭЦ-6 больше, чем в золах Усть-Илимской ТЭЦ. Можно сделать вывод, что использование зол ТЭЦ–7 (ТИ и ТС ТЭЦ-6) для производства ПВХ композиции будет более целесообразным [11].

Радиационная безопасность строительных материалов, а также их составляющих является одной из важнейших характеристик материала [12]. Класс принадлежности строительного материала чрезвычайно важен для потребителя, поскольку говорит о том, можно ли использовать материал для внутренних строительных работ или только для наружных, либо вне жилых зон.

Испытания по определению удельной эффективной активности естественных радионуклидов (ЕРН) золы уноса проводились в Центральной аналитической лаборатории БСП «Сосновгеология». Активность золы измерялась низкофоновой гамма-спектрометрической установкой на базе «Гамма-плюс» №030 и блока детектирования – сцинтиблока на основе NaO (Ti) №03551 размером 195*199 мм с колодцем В75*100 мм. Все измерения проводились в соответствии с ГОСТ 30108-94 «Материалы и изделия строительные. Определение удельной эффективной активности естественных радионуклидов». Объем аналитической навески составлял 250 мл. Полученные данные приведены в таблице 2 [3].

Таблица 2. Удельная эффективность активности ЕРН золы уноса ТЭЦ ОАО «Иркутскэнерго»

Зола уноса	Удельная активность, Бк/кг			Эффективная удельная активность (Аэфф.м.), Бк/кг	Погрешность определения эффективной удельной активности, Бк/кг
	^{226}R	^{232}Th	^{40}K		
ТЭЦ-6	47	30	61	97	6
ТЭЦ-7	89	44	176	168	6
ТЭЦ Усть-Илимск	171	67	157	253	10

В соответствии с данными, приведенными в таблице 2, класс радиационной безопасности золы уноса от сжигания углей, согласно санитарным правилам СП 2.6.1.798-99, ГОСТ 30108-94 и СанПиН 2.6.1.2523-09, не превышает нормативные 370 Бк/кг. Следовательно, все золы относятся к первому классу, что делает возможным использование данных зол в производстве строительных материалов [13].

Достаточно важным параметром при производстве композиции является размер частиц наполнителя. Однородность и размер частиц могут положительно повлиять на твердость материала и его прочность при растяжении. В связи с этим при производстве наполненных полимеров очень важна стабильность размеров наполнителя [14].

В результате исследований с помощью программного обеспечения были определены размеры частиц наполнителя и представлено распределение частиц ЗУ-1 – золы уноса ТЭЦ-7 (ТИ и ТС ТЭЦ-6) – по диаметру (табл. 3, рис. 1) [15].

Таблица 3. Статистика результатов ста измерений диаметра частиц ЗУ-1

Параметр	Среднее значение	Отклонение	Минимальное значение	Максимальное значение
Радиус, мкм	4,74	0,43	0,51	22,96
Диаметр, мкм	9,49	0,86	1,03	45,92
Площадь, мкм^2	127,67	25,88	0,83	1656,01
Длина, мкм	29,80	2,69	3,23	144,25

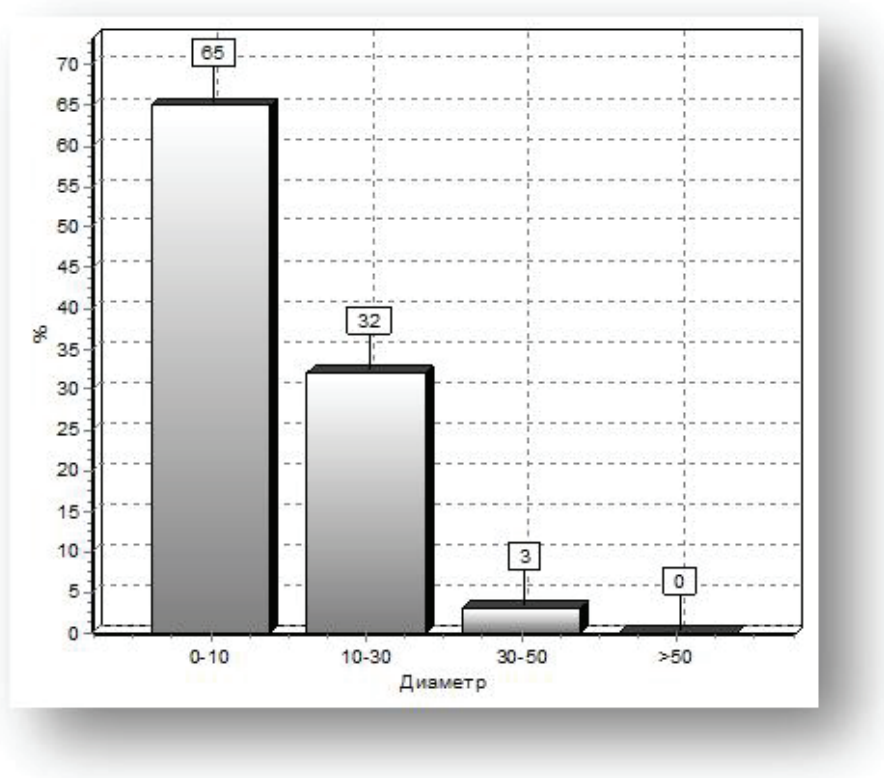


Рисунок 1. Распределение частиц ЗУ-1

Анализ данных показал, что в ЗУ-1 преобладают мелкие, менее 10 мкм (65%), и средние, от 10 до 30 мкм (32%), частицы. Также из полученных данных можно сделать вывод, что наполнитель имеет достаточно маленький разброс размеров частиц, что делает золу уноса оптимальным наполнителем для производства композиционных материалов.

При изучении свойств материалов использовались образцы с различным содержанием золы уноса, вспенивателя, а также пигмента (таблица 4).

Таблица 4. Содержание наполнителя и добавок

Номер образца	Количество наполнителя и аддитивов
ПМК 1	30% зола уноса
ПМК 2	40% зола уноса + вспениватель на основе модифицированного азодикарбонамида
ПМК 3	40% зола уноса + вспениватель на основе модифицированного азодикарбонамида, + пигмент красный железоокисный
ПМК 4	40% зола уноса + пигмент красный железоокисный
ПМК 5	25% зола уноса + вспениватель на основе модифицированного азодикарбонамида

Механические характеристики материала имеют огромное значение при его выборе для дальнейшей эксплуатации. Например, твердость материала играет важную роль при его использовании для настилов. Кроме того, твердость влияет на трудоемкость переработки [16]. На рис. 2 приведены показатели твердости материала по Бринеллю (НВ) – ГОСТ 9012-59.

Из показателей твердости исследуемых композитов, приведенных на рисунке 2, установили, что наибольшую твердость материала, равную 337,3 НВ, имеет образец ПКМ 4. Анализируя остальные образцы, можно сделать вывод, что чем больше золы уноса в композиционном материале, тем выше его твердость. Также большое влияние оказывает добавление в рецептуру вспенивателя – модифицированного азодикарбонамида. Наличие газообразователя в композиции образцов уменьшает твердость материала, но снижает плотность композита.

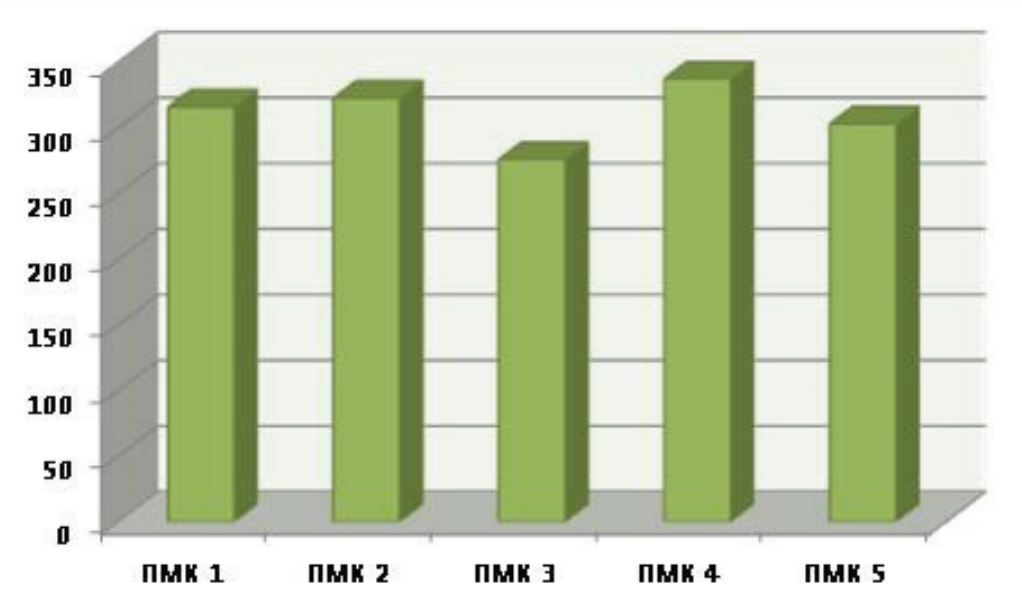


Рисунок 2. Твердость образцов исследуемого материала различной рецептуры

Регулируя количество вспенивателя, пластификатора и других аддитивов в рецептуре, можно получать материал разной плотности, механической прочности, стойкости к различным видам воздействиям [17].

Так, температура стеклования полимерных материалов – важная характеристика изменения их структуры (матрицы) – имеет прямую зависимость от количества пластификатора, используемого в смеси. Свойства матрицы можно варьировать введением пластификаторов, которые увеличивают ее деформацию до разрушения [18-19].

В ходе исследований были получены композиции на основе ПВХ марки СИ-67, золы уноса от сжигания углей на Усть-Илимской ТЭЦ ОАО «Иркутскэнерго» и различных дополнительных компонентов, в том числе пластификатора. В роли пластификатора выступал дибутилфталат (ДБФ ГОСТ 8728-88). В ходе эксперимента использовались образцы двух видов с различным содержанием ДБФ. Содержание золы уноса в образцах равнялось 40%.

Полученные образцы прошли испытания в ФГБУН Институте высокомолекулярных соединений РАН на реометре Physica MCR301 фирмы Anton Paar, на измерительном узле SRF5-SN7082 для испытания твердых образцов (пластинок) на крутильные колебания. Проведен также динамический механический анализ материалов в динамическом режиме (крутильных колебаний). Температуры стеклования и соответствующие им параметры представлены в табл. 5 и на рис. 3,4.

Таблица 5. Температуры стеклования и соответствующие им параметры испытанных образцов

Образец	По модулю потерь, G”		По тангенсу угла механических потерь			Максимальное значение динамического модуля (накоплений) G’, МПа	Содержание ДБФ, %
	Tg, °C	G", МПа	Tg, °C (по максимуму)	tgδ	Tg, °C (по значению 1)		
№1	73.2	71.7	82.4	1.17	85.6	671	2,5
№2	60.6	80.0	70.4	1.13	73.1	618	7,5

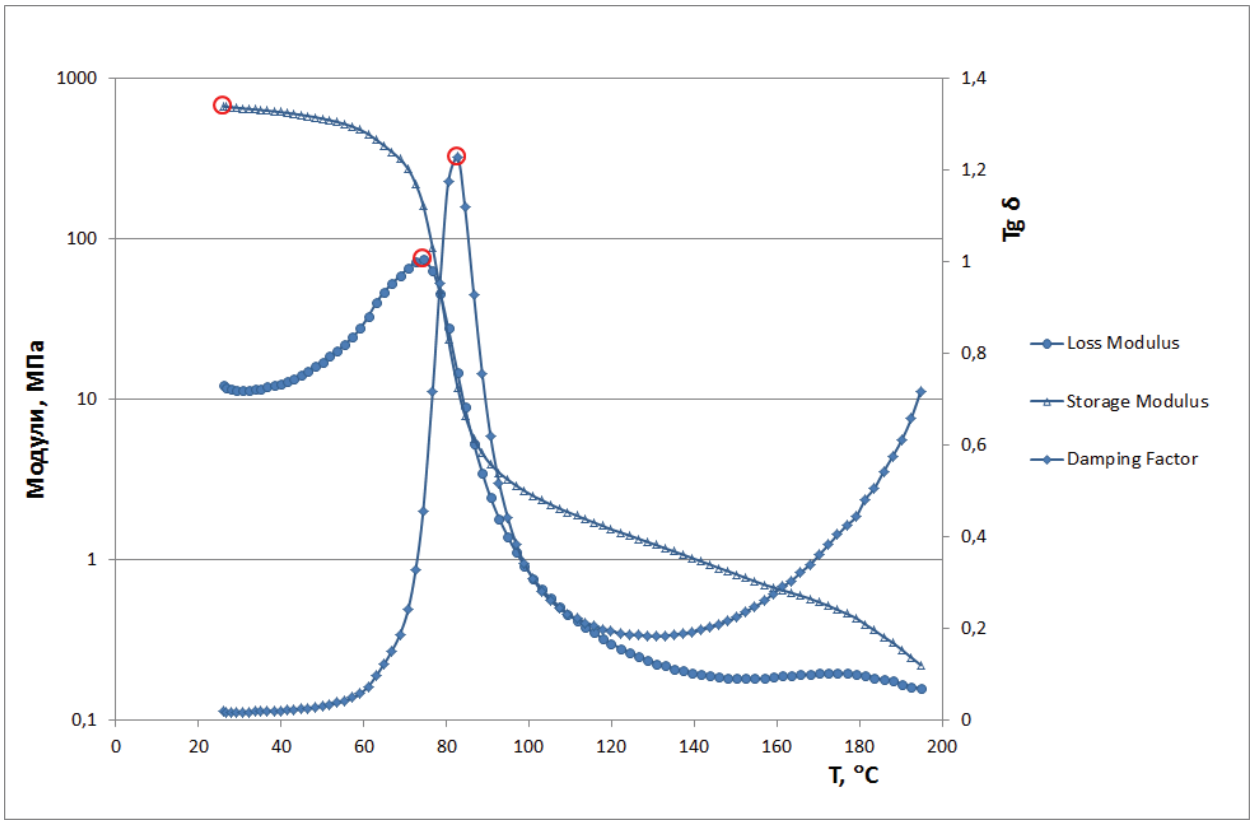


Рисунок 3. Температурные зависимости образца №1

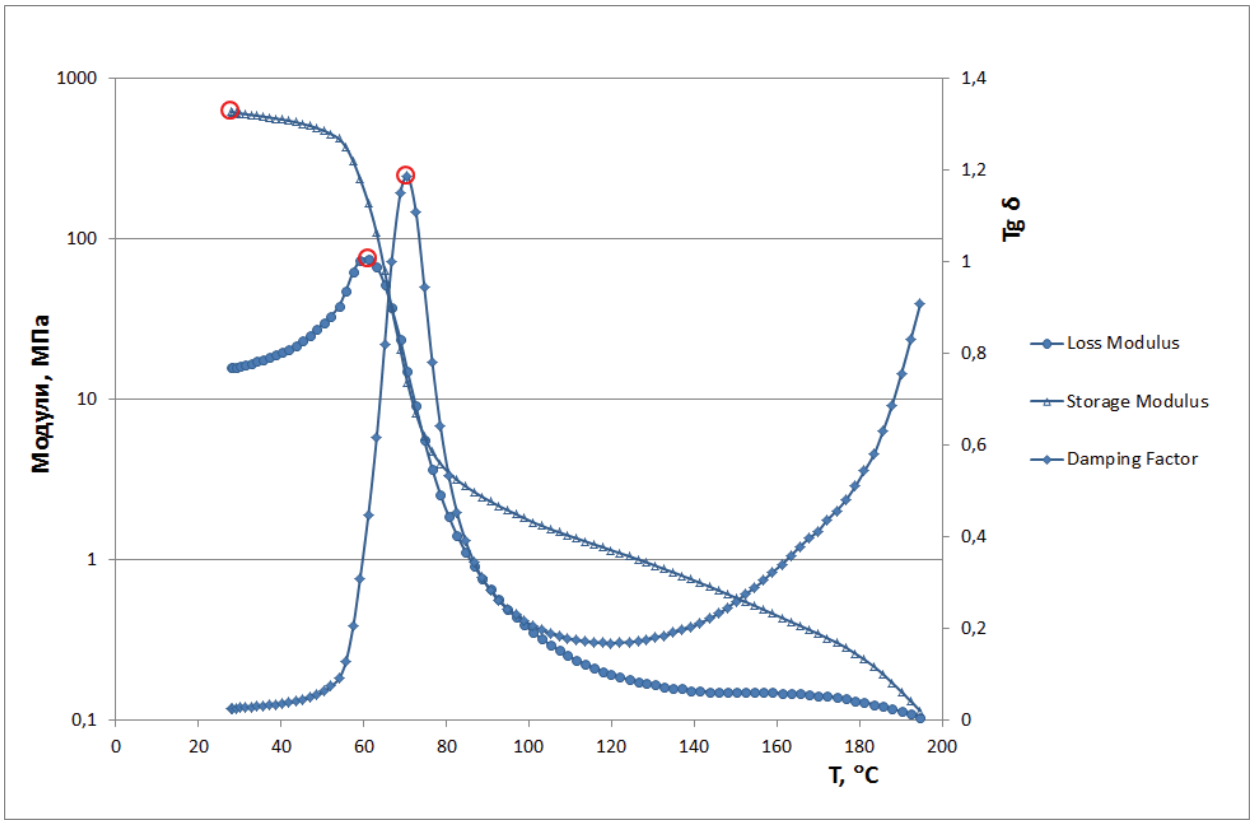


Рисунок 4. Температурные зависимости образца №2

Проанализировав полученные результаты, можно сделать вывод, что при увеличении массы пластификатора в композите, как и в ПВХ-изделиях, уменьшается температура стеклования. Следовательно, количеством пластификатора можно регулировать необходимые свойства данной композиции, например, изменение верхнего и нижнего предела рабочих температур [20]. Отсюда следует установление температуры, при которой при необходимости можно деформировать материал (вытягивать, ориентировать), или температуры, при которой можно производить термообработку изделий с целью снятия механических внутренних напряжений. Температура стеклования определяется по двум параметрам: модулю потерь и тангенсу угла динамических потерь [21]. Наименьшая температура стеклования достигнута в материале №2, где содержание пластификатора было больше, чем в образце №1.

Введение золы в состав смеси в количестве 40% существенно не изменило температуру стеклования ПВХ без наполнителя. Температура стеклования ПВХ составила 75-80°С. Следовательно, использование золы от сжигания углей ТЭЦ практически не повлияло на данную характеристику получаемых материалов.

Выводы

В работе представлены перспективы производства новых строительных композиционных материалов на основе отходов теплоэнергетического комплекса и полимерной промышленности. Рассмотрены примеры использования золошлаковых отходов в строительной индустрии Байкальского региона.

В ходе исследовательской работы используемые золы уноса прошли испытания по определению удельной эффективной активности ЕРН. Выявлено, что уровень радиационной безопасности золы уноса от сжигания углей, согласно санитарным правилам СП 2.6.1.798-99, ГОСТ 30108-94 и СанПиН 2.6.1.2523-09, превышает нормативные 370 Бк/кг.

Проанализирован химический состав проб зол уноса для производства полимерно-минерального композита. Анализ показал, что в составе зол уноса ОАО «Иркутскэнерго» не содержится опасных элементов, таких как Ta, Pt, Au, Te, Hg, Ir, Gd. Также выявлено влияние наполнителя на твердость полученных материалов.

Применение золы уноса в качестве наполнителя практически не оказывает действия на температуру стеклования ненаполненного поливинилхлорида.

Все это обусловливает перспективность разрабатываемого материала для применения на российском рынке.

Материалы подготовлены при финансовой поддержке Министерства образования и науки РФ ГК 14.132.21.1810 – ФЦП «Научные и научно-педагогические кадры инновационной России» на 2009-2013 гг.

Литература

1. Отраслевые обзоры. Российский рынок стройматериалов / Группа ИНЭК. М., 2004. 44 с.
2. Зелинская Е.В., Толмачева Н.А., Барахтенко В.В., Бурдонов А.Е., Головнина А.В. К вопросу рециклинга золы уноса теплоэлектростанций [Электронный ресурс] // Современные проблемы науки и образования. 2011. №6. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: www.science-education.ru/100-5017 (дата обращения: 22.10.2012).
3. Государственный доклад о состоянии и об охране окружающей среды Иркутской области за 2010 год. Иркутск: Форвард, 2011. 400 с.
4. Костюкова Е.О., Зелинская Е.В., Барахтенко В.В., Бурдонов А.Е., Малевская Н.А., Шутов Ф.А. Вторичное использование промышленных отходов поливинилхлорида в качестве сырья для получения нового строительного материала в Иркутском регионе // Промышленное производство и использование эластомеров. 2010. №2. С. 30-36.
5. Костюкова Е.О., Барахтенко В.В., Зелинская Е.В., Шутов Ф.А. Промышленные отходы – сырье для строительных материалов будущего // Экология урбанизированных территорий. 2009. №4. С. 73-78.

6. Протокол результатов испытаний в центральной аналитической лаборатории БФ «Сосновгеология», Иркутск. 2012.
7. Власова В.В. Разработка технологии комплексного извлечения полезных компонентов из золошлаковых отходов ТЭС Иркутской области. Дисс… канд.техн.наук. / ИГТУ. Иркутск, 2005. 182 с.
8. Андрианов Р. А., Булгаков Б. И., Попова М. Н., Баранова Н. В. Переработка ПВХ-отходов для производства новых материалов // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2005. №7. С. 19.
9. Селезнев А.В. Некоторые представления о свойствах поливинилхлорида и материалов на его основе. // Экология и промышленность России. 2001. №11. С. 35 -37.
10. Коваль В. Стабилизация ПВХ профилей: кальций, цинк или свинец? [Электронный ресурс]. URL: http://plastinfo.ru/information/articles/109/ (дата обращения: 22.10.2012).
11. Брык М.Т. Деструкция наполненных полимеров. М.: Химия, 1989. 192 с.
12. Князева В.П. Экология. Основы реставрации. М.: Архитектура-С, 2005. 400 с.
13. Межгосударственный стандарт ГОСТ 30108-94. Материалы изделия строительные. Определение удельной эффективной активности естественных радионуклидов.
14. Гроссман Ф. Руководство по разработке композиций на основе ПВХ. / Пер. с англ. под ред. В.В. Гузеева. СПб.: Научные основы и технологии, 2009. 609 с.
15. Сутурина Е.О. Разработка технологии утилизации отходов ТЭС и полимеров для получения композитов на их основе: автореф. дисс. … канд. техн. наук :03.02.08,05.17.06. Иркутск, 2012. 19 с.
16. James Gordon Williams. Fracture mechanics of polymers. E. Horwood., 1984. 302 p.
17. Boyer R.F., Spencer R.S. Application of a mechanistic theory of solvent action to plasticizers and plasticization // Journal of Polymer Science. Polimer chemistry. 2003. №2. Pp. 121-141.
18. Sombatsompop N., Sungsanit K., Thongpin C. Structural changes of PVC in PVC/LDPE melt-blends: Effects of ldpe content and number of extrusions., Polymer Engineering and Science. 2004. Vol. 44. №3. Pp. 487-495.
19. Martin T.M., Young D.M. Correlation of the glass transition temperature of plasticized PVC using a lattice fluid model // Polymer. 2003. Vol. 44. №16. Pp. 4747-4754.
20. Guzeev V.V, Shulatkina L.A. Investigation of the dispersion and structure of nanofillers in the compositions of PVC // Plastics mass. 2008. №4. Pp. 23-27.
21. Folarin O.M., Sadiku E.R., Thermal stabilizers for poly (vinyl chloride): A review // International Journal of the Physical Sciences. 2011. Vol. 6(18). Pp. 4323-4330.

**Александр Евгеньевич Бурдонов, Иркутск, Россия*

Тел. моб.: +7(924)708-94-26; эл. почта: sashaburdonov@gmail.com

© Бурдонов А.Е., Барахтенко В.В., Зелинская Е.В., Сутурина Е.О., Бурдонова А.В., Головнина А.В., 2012

Исследование зависимости прочностных свойств грунта от его физического состояния

Аспирант Нгуен Фыонг Зунг*,
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Ключевые слова: прочностные характеристики грунта; плотность; влажность; степень водонасыщения; трехосное испытание; одноплоскостной срез

Грунты гидротехнических сооружений и оснований находятся в основном в ненасыщенном состоянии и обладают разными плотностями. Прочностные свойства этих грунтов в пределах каждой строительной площадки могут быть крайне разнообразны и должны внимательно изучаться. Особенно это относится к тропическим и засушливым регионам, в зонах с умеренным климатом грунты, находящиеся выше уровня грунтовых вод, могут оставаться в ненасыщенном состоянии. Теория прочностных характеристик насыщенных грунтов, заложенная известными учеными [1-4], до сих пор является основой для геомеханических расчетов. Исследования проводились автором с конкретным грунтом в целях подтверждения теории для ненасыщенных грунтов.

Ненасыщенный грунт содержит между своими частицами воздух и воду. Присутствие сил поверхностного натяжения на границах раздела между воздухом и водой в ненасыщенном грунте позволяет существовать разным давлениям в воздухе и воде [5,6]. Некоторые частично водонасыщенные грунты имеют по контактам цементационные связи. При насыщении водой контакты разрушаются, и грунты теряют свою структуру. При оценке их прочности необходимо учитывать влажность в условиях их работы.

Нарушение устойчивости откосов обычно сопровождается значительными изменениями пористости пород в области сдвига, а следовательно, и плотности пород. В свою очередь, это сильно влияет на устойчивость откосов [7,8].

Целью этой работы является определение прочностных характеристик ненасыщенных грунтов при больших величинах степени водонасыщения. Образцы были взяты из откоса котлована ГЭС «Хуа-На» (Социалистическая республика Вьетнам), в котором произошел оползень в сезон дождей 2010 г. На начальном этапе был проведен расчет устойчивости с характеристиками прочности по естественному и водонасыщенному состоянию. В данной работе автором представлены результаты экспериментальных исследований прочностных характеристик грунтов при варьировании степени водонасыщения G и плотности грунта методом одноплоскостного среза и методом трехосного сжатия. Для испытаний применялись искусственно приготовленные образцы грунта нарушенной структуры [8,9,10].

По К. Терцаги [2] сопротивляемость глинистых грунтов сдвигу описывается выражением (1), предложенным в свое время Кулоном (XVIII в.) для песчаных грунтов:

$$\tau_{\mathrm{p}} = \mathrm{p} \cdot \mathrm{tg}\varphi + \mathrm{c}\,, \qquad (1)$$

где τ_p – сопротивляемость грунта сдвигу при нагрузке-давлении p; φ – угол внутреннего трения; c – удельное сцепление.

Это выражение справедливо при методике испытания глинистых грунтов с предварительным обжатием образцов грунта под нагрузкой (p). При этом условии каждая из точек линейного уравнения (1), отвечающая нагрузкам опыта (p), будет характеризоваться в общем случае различными плотностями (ρ_i) и влажностью (W_i)

По предложению Н.Н. Маслова, для сопротивляемости сдвигу глинистых грунтов была разработана теория «плотности-влажности» [8]. Согласно теории «плотности-влажности», величины угла внутреннего трения φ и начального сцепления c не остаются для большой группы грунтов некоторыми постоянными величинами, как это предусматривалось теорией Терцаги – Кулона в ее чистом виде. Более того, в теории «плотности-влажности» эти параметры были поставлены в прямую зависимость от начального состояния, и в первую очередь от влажности (W) грунта, а также от приложенной к нему нагрузки (p).

Завершающим эту теорию выражением явилась зависимость:

$$\tau_{pW} = p \cdot tg\varphi_W + \Sigma_W + c_c = p \cdot tg\varphi_W + c_W, \quad (2)$$

где τ_{pW} – сопротивляемость грунта сдвигу при некоторой его плотности-влажности и воздействующей на него нагрузке; φ_W – истинный угол внутреннего трения, не зависящий от возрастающей с нагрузкой связности грунта; c_W – общее сцепление, зависящее от плотности-влажности грунта.

На рис. 1 приведена зависимость вида $\tau_{pW} = f(p)$ для одной из разновидностей скрытопластичной глины при различной плотности-влажности *(W_i)*. На каждом из приведенных здесь лучей $\tau_{pW} = f(p)$ для разных значений нагрузок (p_i) плотность-влажность грунта (W_i) остается постоянной. Следовательно, каждый из этих лучей отвечает испытуемому грунту в его состоянии определенной плотности-влажности. Отсюда, согласно теории Н.Н. Маслова, и связность Σ_W глинистого грунта, зависящая от его состояния плотности-влажности, для каждого из этих лучей при разных нагрузках остается также неизменной. Остается неизменным и начальное общее сцепление, определяемое природными свойствами грунта и начальным состоянием его плотности-влажности, например, природной влажностью $W_{пр}$.

Вместе с тем, присущие грунту истинный угол внутреннего трения (φ_{Wi}) и начальная связность Σ_{Wi} являются для данного грунта функционально связанными с его плотностью-влажностью (Wi).

По этому графику мы имеем возможность найти для заданного грунта величины φ_W и c_W и затем из выражения (2) – значение сопротивляемости грунта сдвигу *(τ_{pW})* для любого его состояния плотности-влажности.

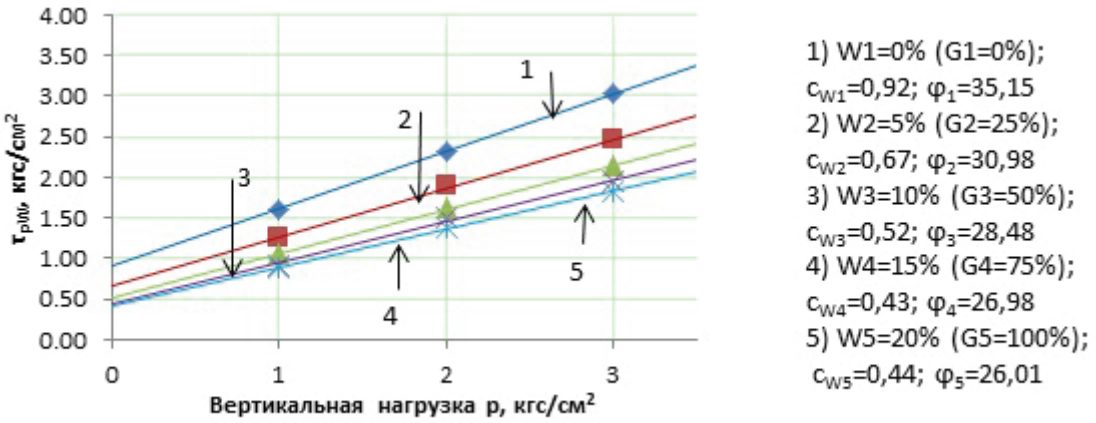


Рисунок 1. Значение истинного угла внутреннего трения и обшего сцепления в зависимости от плотности-влажности грунта

График (рис. 2) строится для каждой из нагрузок p_i по найденной зависимости $\tau_{pW} = f(W)$. Исходя из графика вида $\tau_{pW} = f(p, W)$, приведенного на рис. 2, представляется возможным найти значения τ_{pW} при некоторых выбранных величинах *W,* для тех или иных принятых нагрузок *pi*.

При неполном водонасыщении (G < 100%) характеристики прочности грунта увеличиваются и достигают максимального значения, когда G = 0%, однако эта величина водонасыщения имеет лишь теоретическое значение, т.к. в натуре грунт имеет некую влажность больше нуля [9,10]. Нахождение зависимости характеристик прочности грунта от состояния плотности-влажности имеет практическое значение, поскольку существенным вопросом при оценке устойчивости откосов является правильное определение параметров внутреннего трения и сцепления грунтов. Например, слои грунтов выше уровня грунтовых вод, не находящиеся под влиянием капиллярной каймы и поверхностных вод, должны иметь прочностные характеристики выше тех, которые были при полном водонасыщении.

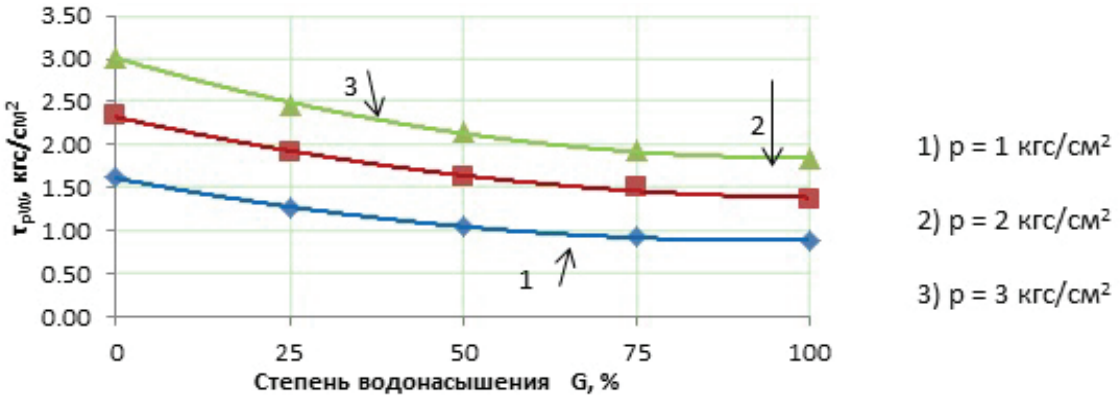


Рисунок 2. График первичной обработки данных опытов на сдвиг по методу «плотности-влажности»

На рис. 3 и 4 показана зависимость *φ* и *c* от степени водонасыщения *G* и плотности *ρ*, что подтверждает теорию Н.Н. Маслова. В процессе проведения испытаний по схеме одноплоскостного среза поровое давление не измерялось. В ненасыщенном грунте в природных условиях поровое давление воздуха обычно равно атмосферному, а поровое давление воды меньше, чем давление воздуха. Так как атмосферное давление обычно считается нулевым, то поровое давление воды оказывается отрицательным (так как оно будет меньше атмосферного). Такое отрицательное давление называется абсорбцией, так как грунт при контакте с водой при атмосферном давлении будет абсорбировать воду. При испытании на стабилометре эти значения были определены.

Метод статического трехосного сжатия водонасыщенных грунтов подразделяется на 3 стадии.

1. Этап реконсолидации грунта. Показателем водонасыщения служит параметр $B = \Delta U/\Delta\sigma$, где ΔU и $\Delta\sigma$ – приращения соответственно порового давления и гидростатической нагрузки к моменту измерения. При $B \geq 0{,}95$ грунт считается полностью водонасыщенным.
2. Процесс консолидации. В данной работе были проведены консолидированно-недренированные испытания (КН).
3. Этап разрушения образцов [11,12,13].

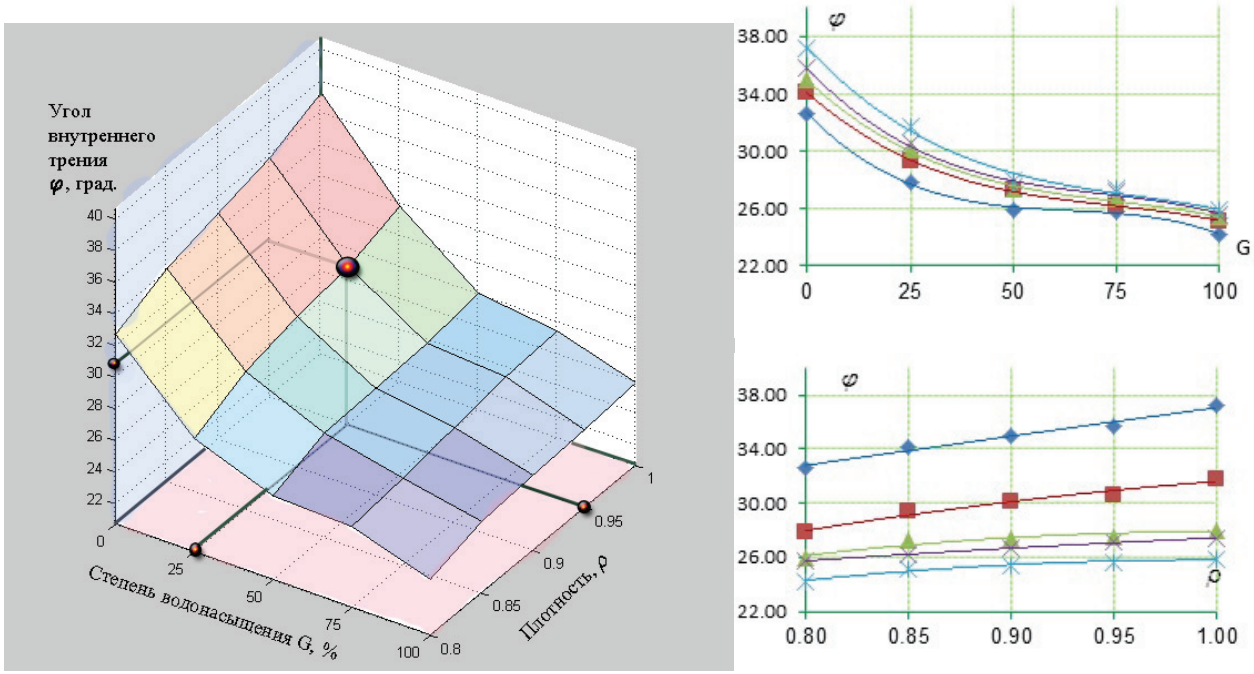


Рисунок 3. График зависимости φ от степени водонасыщения G и плотности ρ

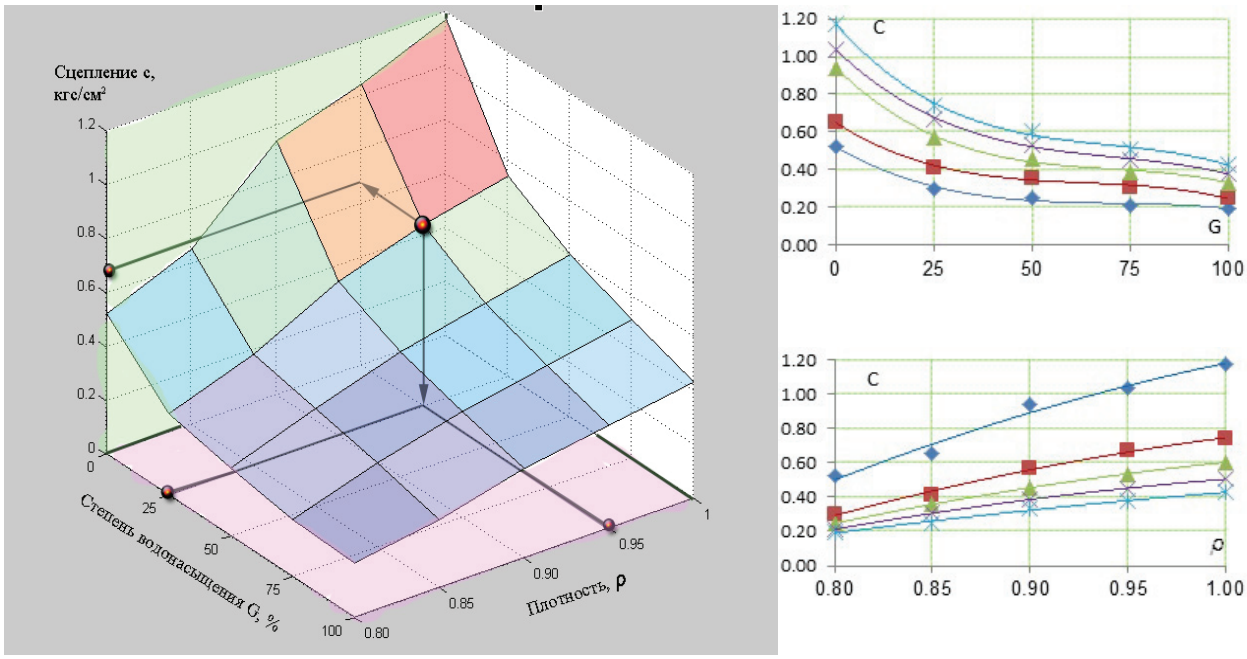


Рисунок 4. График зависимости c от степени водонасыщения G и плотности ρ

Образец грунта в стабилометре доводят до момента разрушения, которое происходит либо в виде образования «бочки», либо в виде «скола». Объяснение вида разрушения образца можно осуществить с помощью значения давления предуплотнения P'_c [11]. Определение значения P'_c по методу Казангранде [11] выполняется в компрессионных приборах, обеспечивающих передачу на образец вертикальных напряжений. Если эффективное давление меньше давления предуплотнения (коэффициент переуплотнения OCR > 1), то образец характеризуется упругими деформациями [14,15,16], форма разрушения приобретает вид «скола»; иначе образец испытывает и упругие, и остаточные деформации (коэффициент переуплотнения OCR ≤ 1), форма разрушения приобретает вид «бочки». Проведены экспериментальные исследования деформирования глинистых грунтов в условиях статического трехосного сжатия при девиаторном нагружении $\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3$. После испытаний получены характерные картины разрушения опытных образцов следующего вида:

- при начальном эффективном напряжении $\sigma'_{1,3}$ = 50 кПа разрушение образца имеет вид «скола» (рис. 5а);
- при $\sigma'_{1,3}$ = 100, 200 кПа разрушение образца имеет вид «бочки» (рис. 5б).

а б

Рисунок 5: а – разрушение образцов в виде «скола»; б – в виде «бочки»

По результатам испытания образцов грунта в условиях трехосного сжатия определены:

- при различных значениях $\sigma'_{1,3}$ = 50; 100; 200 кПа абсолютная вертикальная деформация образца грунта: Δh = 10,32 мм; 12,28 мм; 15,24 мм;
- относительная вертикальная деформация при разрушении ε_1 = 12,57%; 15,31%; 19,74%.

По результатам испытаний для первого образца (начальное эффективное напряжение $\sigma'_{1,3}$ = 50 кПа) построен график зависимости относительной вертикальной деформации от разности напряжений (σ_1–σ_3) (рис. 6). В момент разрушения эффективные напряжения достигают: σ'_3 = 28,1 кПа и σ'_1 = 178,7 кПа.

Прочностные характеристики φ и c определены по кругам предельных напряжений: tgφ = 0,39 (φ = 21° 30') и c = 0,29 кгс/см^2 (рис. 7).

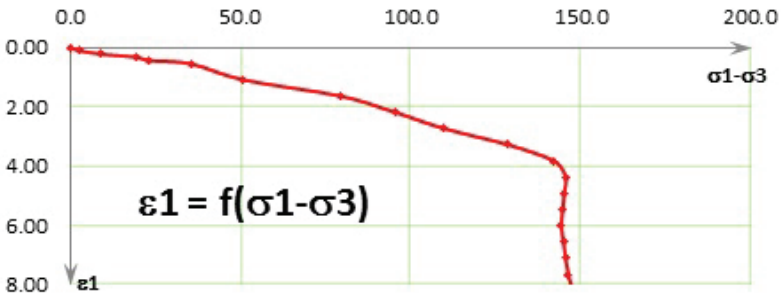


Рисунок 6. Зависимость относительной вертикальной деформации от девиаторного нагружения

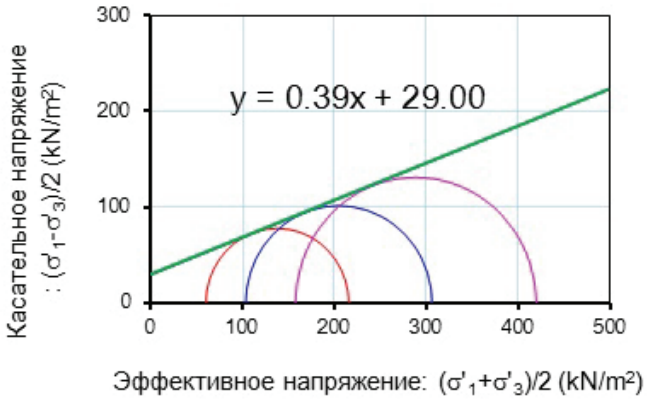


Рисунок 7. Круги предельных напряжений, построенные по результатам испытаний на приборе трехосного сжатия стабилометрического типа

Следует отметить, что прочностные характеристики определены испытаниями насыщенных образцов грунта, а испытания ненасыщенных грунтов описываются в исследованиях [17,18].

Полученные значения φ и c приведены в табл. 1. Отметим, что между результатами испытаний на разных приборах не наблюдается больших различий в значениях φ и c. Величина φ уменьшалась на 14,8%, а значение c уменьшалось на 25,6% по сравнению с испытаниями при одноплоскостном срезе.

Таблица 1. Сравнение прочностных характеристик по схеме одноплоскостного среза и трехосного сжатия.

Характеристики прочности	Метод испытания	
	одноплоскостной срез	трехосное сжатие
φ (°)	25°35'	21° 30'
c (кгс/см^2)	0,39	0,29

Необходимо отметить различия в результатах испытаний других авторов [19-21], которые можно объяснить следующими факторами:

- при использовании метода одноплоскостного среза не учитывается коэффициент бокового расширения μ;
- плоскость разрушения на приборе одноплоскостного среза определена заранее;
- при испытании грунтов методом статического трехосного сжатия происходит боковое расширение, кроме того, образец был реконсолидирован перед испытанием, таким образом, расчетная плоскость разрушения хорошо совпадает с теоретической.

Выводы

1. Результаты испытаний на приборе одноплоскостного среза и на приборе статического трехосного сжатия дают небольшое различие. Величины φ и c, полученные при одноплоскостном срезе, больше значений, полученных при трехосных испытаниях.

2. Чем выше значение плотности скелета грунта, тем больше его характеристики прочности.

Литература

1. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов. М.: Высшая школа, 1991. 447 с.
2. Terzaghi K. Stability of steep slope in Hard Unweathered Rock // Geotechnique. 1962. Vol. 12. №4. Pp. 251-270.
3. Bishop A.W. The strength of Soils as Engineering Materials // Geotechnique. 1966. Vol. 16. №2. Pp. 91-128.
4. Whitlow R. Basic Soil Mechanics. New York: Wiley. 592 p.
5. Мироненко В.А., Шестаков В.М. Основы гидрогеомеханики. М., изд. «Недра», 1974. 296 с.
6. Braja M. Das. Advanced Soil Mechanics.New York: Taylor & Francis Group, 2008. 567 p.
7. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. М.: Стройиздат, 1983. 248 с.
8. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними). М.: Стройиздат, 1977. 320 с.
9. Бугров А.К. Механика грунтов. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2007. 285 с.
10. Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. Ростов: Изд-во Ростовского университета, 1989. 608 с.
11. СП 23.13330.2011 Основания гидротехничеких сооружений.
12. ГОСТ 12248–96. Грунты. Метод лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
13. ASTM Designation: D 2435 – 96. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading.
14. Бугров А.К., Нарбут Р.М., Сипидин В.П. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия. Л.: Стройиздат, 1987. 184 с.
15. Бугров А.К., Сластенко В.К. Механика грунтов. Методы полевого определения характеристик грунтов. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2006. 71 с.
16. Алексеев В.М., Калугин П.И. Физико-механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. Воронеж: Изд-во ВГАСУ, 2009. 89 с.
17. Thu T.M., Rahardjo H., Leong E.C. Shear Strength and Pore Water Pressure Characteristics during Constant Water Content Triaxial Test // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2006. Vol. 136(3). Pp. 411-419.
18. Nuntasarn R., Cameron D.A. The unsaturated shear strengths of two compacted collapsiable soils // Unsaturated Soils: Theory and Practice. 2011. Pp. 191-196.
19. Засорина О.А. Исследование параметров природного напряженного состояния глинистых грунтов методами компрессионного и трехосного сжатия. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2010. №260. С. 69-77.
20. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Исследования механических свойств глинистых грунтов в условиях пространственного напряженного состояния // Известия КГАСУ. 2010. №1(13). С. 170- 175.
21. Жиленков В.Н. Характерная особенность консолидированного линейного уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов и торфа под воздействием внешних нагрузок // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2010. №258. С. 87-92.

** Нгуен Фыонг Зунг, Санкт-Петербург, Россия*

Тел. моб.: +7(965)767-16-35; эл. почта: hatmit_cep@mail.ru

© Нгуен Фыонг Зунг, 2012

Обоснование первой критической нагрузки на зернистую среду супесчаного основания

К.т.н., доцент, и.о. заведующего кафедрой А.Н. Баданин*;
д.т.н., профессор А.К. Бугров,
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет;
мастер СМР А.В. Кротов,
ЗАО «ЕВРОМОНОЛИТ»

Ключевые слова: геомеханика; механика грунтов; теория механики зернистых сред

Сравнение моделей сплошной и дискретной (зернистой) сред

Анализ работ различных авторов показал, что ими были рассмотрены механические явления, возникающие в грунтах при воздействии на них местной нагрузки. При этом были установлены (при давлениях на грунт, больших структурной прочности) две критические нагрузки: $P_{кр1}$ и $P_{кр2}$. Величину $P_{кр1}$ называют начальной критической нагрузкой, еще совершенно безопасной в основаниях сооружений, так как до ее достижения грунт всегда будет находиться в фазе уплотнения. $P_{кр2}$ – предельная, критическая нагрузка, при которой полностью исчерпывается несущая способность грунта.

В настоящее время в рамках модели сплошной среды для определения напряжений в грунтах применяют теорию линейно-деформируемых тел. Положения этой теории как базирующиеся на линейной зависимости между напряжениями и деформациями в упругой стадии (закон Гука) справедливы. Для грунтов в общем случае закон Гука не приемлем, так как при действии внешних сил в грунтах при давлениях, больших структурной прочности, возникают не только упругие, но и значительно большей величины остаточные деформации. Из-за наличия остаточных деформаций грунта решение теории упругости для изотропных тел можно использовать лишь при однократном загружении.

Поэтому для данного случая значение $P_{кр1}$ рекомендуется определять по формуле Н.П. Пузыревского:

$$P_{кр1} = \frac{\pi(\gamma \cdot d + ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot d,$$

где γ – удельный вес грунта основания;
φ – угол внутреннего трения;
d – глубина заложения подошвы фундамента;
c – удельное сцепление.

Эта зависимость получена при решении плоской задачи для равномерно распределенной нагрузки по полосе фиксированной ширины и при наличии боковой пригрузки. Для определения $P_{кр2}$ на грунтовом основании в настоящее время используются приближенные расчетные методы, основанные на теории предельного равновесия. Эти методы разработаны главным образом для условий плоской и осесимметричной задач [1].

По моделям сплошной среды построение определяющих уравнений осуществляется на макроуровне, основанном на феноменологическом подходе. Поэтому, наряду с дальнейшими исследованиями свойств грунтов феноменологическими методами, представляется своевременным обращение к моделям дискретных сред.

Действительно, структура описания деформирования грунта посредством уравнений состояния упрочняющейся упруго-пластичной среды, которая учитывает также правила смещения и поворотов поверхности нагружения (в зависимости от траектории процесса), по уровню сложности вполне сопоставима с описанием взаимодействия между отдельными зернами. Однако модель дискретной среды обладает важным преимуществом раскрытия физического механизма межзернового взаимодействия на микроуровне.

Отличительной чертой модели дискретной зернистой среды является рассмотрение отдельных элементов ее структуры как механически взаимодействующих тел. Элементами структуры могут быть зерна сыпучего материала. В настоящее время изучение зернистых сред

идет по двум направлениям, а именно, с позиции теории упаковок и с позиции механики зернистых сред.

Анализ моделей с различными упаковками зернистых материалов показал, что на прочность и деформативность среды существенное влияние оказывает ее структура. К описанию такой среды стараются подойти с позиции достаточно изученной сплошной среды и, следовательно, получают недостатки решений, свойственные полученным решениям на основе моделей сплошной среды.

Механика зернистых сред основывается на системном подходе и вероятностных методах в построении теории распределения напряжений в зернистых средах.

История развития теории зернистых сред в механике грунтов

Одним из первых вопросами механики зернистых сред в середине прошлого века начал заниматься академик Польской Академии наук Е. Литвинишин [2]. Основные достижения польской школы связаны с расчетом диффузионных перемещений зернистой среды. Зернистая среда в чем-то напоминает не твердое тело, а жидкость или газ, поэтому при расчетах желательно учитывать диффузионные перемещения. К такому заключению пришел российский ученый Р.А. Муллер [3] практически в то же время, что и Е. Литвинишин. Появился термин блуждающей частицы Литвинишина–Муллера.

В 1959 году И.И. Кандауровым была предложена теория дискретного распределения напряжений и деформаций сжатия в грунтовых основаниях восстанавливаемых и строящихся военно-транспортных сооружений. Нужно признать, что хотя методически теории Литвинишина – Муллера для перемещений и теория Кандаурова для напряжений очень близки, все-таки физически они относятся к разным задачам. Польские ученые и Муллер изучают диффузионные перемещения главным образом в свободной, ненагруженной среде. Кандауров изучает напряжения в нагруженной среде, т.е. компрессионные перемещения. Следовательно, для грунтовых условий теория Кандаурова более соответствует действительности. В дальнейшем эта теория получила название теории механики зернистых сред [4, 5]. К изучению распределения давления в грунтах И.И. Кандауровым был применен новый подход: он построил имитационную вероятностную модель распределения давления.

При построении вероятностной имитационной модели И.И. Кандауров все зернистые среды разделил на безраспорные (блочные) и распорные. Вероятностная средняя структура зернистой среды строилась им не на основе плотных детерминированных, а на базе наиболее вероятных упаковок. В результате этого сама изучаемая структура расчетных схем становилась вероятностной. Следующий шаг, очень важный, заключался в замене детерминированного принципа раскрытия статической неопределенности зернистых структур вероятностным принципом.

Задача о распределении давления в зернистой среде рассматривалась автором с двух позиций:

- как вероятностный процесс передачи давления от одних зерен к другим через точки контактов;
- как установившееся состояние, описываемое системой дифференциальных уравнений.

При изучении распределения давления как вероятностного процесса в безраспорных зернистых средах строилась вероятностная башня возможных состояний вертикальной составляющей вектора напряжений от сосредоточенной вертикальной силы. Давление определялось как математическое ожидание – произведение вектора силы на соответствующую вероятность.

При решении задачи о распределении давления в распорной среде было принято, согласно результатам, подученным для безраспорных сред, что плотность распределения вероятностей, определяющих вертикальные напряжения, подчиняется закону Гаусса. Кроме того, для статистически изотропной среды, какой является грунт, принималась гипотеза о прямолинейности распределения давления, как это делал О.К. Фрелих. В связи с вышесказанным параметры кривой нормального распределения вероятностей вертикальной компоненты напряжений определялись по уравнениям равновесия. При этом координаты в уравнении увязываются с направлением действия внешней нагрузки.

Анализ распределения давления в безраспорных зернистых средах показал, что для них непригодны дифференциальные уравнения равновесия Навье. Методом сопоставления безраспорных и распорных зернистых сред И.И. Кандауровым были построены сначала системы дифференциальных уравнений равновесия для безраспорных зернистых сред, а затем обобщенные дифференциальные уравнения равновесия, из которых как частное при составляющих параметрах получаются уравнения для безраспорных и для распорных зернистых сред.

Все уравнения равновесия записываются по ведущей компоненте напряжения, нормальной к площадке, перпендикулярной линии действия внешней силы. Так как она играет ведущую роль в распределении напряжений, автор называет ее доминирующей компонентой.

Исследование процесса распределения давления в зернистых средах на основе вероятностного подхода позволило И.И. Кандаурову обнаружить некоторые закономерности теории вероятности и составить систему уравнений, которая удовлетворяет семейству распределений. Так, например, если главное распределение вероятностей является нормальным (распределение Гаусса), то сопутствующими ему будут распределения Рэлея и Максвелла.

В работах И.И. Кандаурова даны зависимости по определению деформации для различных в плане форм фундаментов и законов распределения действующих на них нагрузок. При этом расчетными характеристиками грунтов являются модуль деформации (E) и коэффициент распределительной способности грунта (λ). Получение модуля деформации как полевыми, так и лабораторными методами хорошо известно. Методики же полевого определения коэффициента λ были обоснованы в работах А.В. Матвеева [6, 7].

За рубежом теорию механики зернистых сред И.И. Кандаурова попытались развить такие ученые, как В. Бжонкала [8], С. Матысяк [9, 10], М.Е. Харр [11] и др., но каких-либо серьезных решений они не достигли.

Представляет интерес предпринятая в Санкт-Петербургском государственном политехническом университете (СПбГПУ) попытка группы ученых (О.И. Заяц, А.Н. Незлобин и др.) использовать наиболее разработанную и совершенную теорию И.И. Кандаурова с учетом теорий Литвинишина-Муллера. Наиболее подробно методы расчета механических характеристик комбинированной зернисто-упругой среды разработаны в монографии [12]. Результаты их исследований неоднократно докладывались на международных конференциях «Nondestructive testing and computer simulations in sciences and engineering» («Неразрушающий контроль и компьютерное моделирование в науке и технике». Все конференции проводились под эгидой SPIE (The society of pfoto-optikal instrumentation engeineers) и сборники трудов печатались в США. К сожалению, последний раз наши ученые участвовали в этих конференциях в 2003 г., после чего группа в силу разных обстоятельств распалась и исследования прекратились [13, 14].

Применимость теории зернистых сред в механике грунтов

Применимость теории зернистых сред до последнего времени ограничивалась грунтами, состоящими из крупных частиц: крупнообломочные породы, гравелистые, крупные и средней крупности пески [15]. Однако и в этих случаях следует отметить, что для успешного применения теории механики зернистых сред И.И. Кандаурова необходимо иметь ограничения. В частности, такими ограничениями являются критические нагрузки, которые в механике зернистых сред не обоснованы. Таким образом, для успешного применения теории зернистых сред необходимо решить **следующие задачи**:

1) теоретически обосновать критические нагрузки с точки зрения теории И.И. Кандаурова;
2) обосновать применимость теории зернистых сред не только для грунтов крупных фракций, но и других, включая группу глинистых грунтов.

Анализ теорий прочности материалов показал, что наступление предельного равновесия тела может быть вызвано различной комбинацией напряжений, в зависимости от которой различают условия предельного состояния. Для грунтов и сыпучих сред принимают два основных условия: условие Кулона-Мора и условие Мизеса-Шлейхера. Рассмотрим применение условия Кулона-Мора для оценки $P_{кр1}$ зернистых сред. Согласно этой теории, для связной среды, обладающей как трением, так и сцеплением на площадках (с нормалью n) возможного скольжения, соотношение между касательным (τ_n) и нормальным (σ_n) напряжениями рекомендуется определять по зависимости:

$$\tau_n = \sigma_n tg\varphi + c, \qquad (1)$$

где *φ и c* – соответственно величины угла внутреннего трения и сцепления грунта.

Из условия (1) величина нормального напряжения будет равна:

$$\sigma_n = \frac{\tau_n - c}{tg\varphi}. \quad (2)$$

В механике зернистых сред имеются зависимости для оценки нормальных и касательных напряжений в грунтовом основании сооружения, в том числе и для круглого в плане фундамента, загруженного равномерно распределенной нагрузкой в виде:

$$\sigma_z = p\left[1 - \exp\left(\frac{-R^2}{2z\lambda^2}\right)\right], \quad (3)$$

где *R* – радиус фундамента, м;
p – величина равномерно распределенной нагрузки по подошве круглого фундамента, МПа;
λ – коэффициент распределительной способности среды;
z – координата точки по оси *Z*, проходящей через центр круглого фундамента.

Так как рассматривается стабилизированное состояние грунтового основания, которое описывается условием (1), то величину *λ* следует принимать по зависимости (2):

$$\lambda = ctg(\varphi + 45^\circ). \quad (4)$$

При приложении нагрузки на фундамент в грунте под ним образуется определенная зона, имеющая свои границы и называемая активной зоной. Максимальной величины эта зона достигает при предельной нагрузке. Пересечение этой зоны с осью *Z* происходит в единственной точке при $Z_j=h_э$, где $h_э$ – глубина активной зоны. В этой же точке величина касательных напряжений равна нулю (*τ*=0). Зависимость (2) будет иметь вид:

$$\sigma_n = \frac{-c}{tg\varphi}. \quad (5)$$

Н.А. Цытович глубину активной зоны для круглых фундаментов рекомендует определять по зависимости [16]:

$$h_э = 0{,}887 A_w \cdot Д, \quad (6)$$

где *Д=2R* – диаметр круглого фундамента, м;
A_w – коэффициент эквивалентного слоя грунта, принимаемый по табл. 5.6. работы [5] как для круглых жестких фундаментов.

Подставив зависимости (4) и (6) в условие (3) и совершив преобразование, получим:

$$\sigma_z = p\left[1 - \exp\left(\frac{-tg(\varphi + 45^\circ}{2z\pi A_w{}^2}\right)\right]. \quad (7)$$

Формулу (7) подставим в условие (2), полагая, что $\sigma_n = \sigma_z$, и после преобразования получим итоговую формулу первой критической нагрузки:

$$P_{кр1} = \frac{-c}{tg\left(1 - \exp\left(\frac{-tg(\varphi + 45^\circ}{2z\pi A_w^2}\right)\right)}. \quad (8)$$

Согласно ГОСТ 20276-99 «Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости», для вычисления модуля деформации *E* рекомендуется строить график зависимости осадок от давления *S=f(P)*, откладывая по оси абсцисс значение *P* и по оси ординат соответствующие им условно стабилизированные значения *S* (рис. 1).

Через нанесенные на график четыре опытные точки проводят осредняющую прямую методом наименьших квадратов или графическим методом. За конечные значения P_n и S_n принимают значения P_i и S_i, соответствующие четвертой точке графика на прямолинейном участке. В нашем случае P_n следует принять за $P_{кр1}$, т.е. $P_n=P_{кр1}$ экспериментальное.

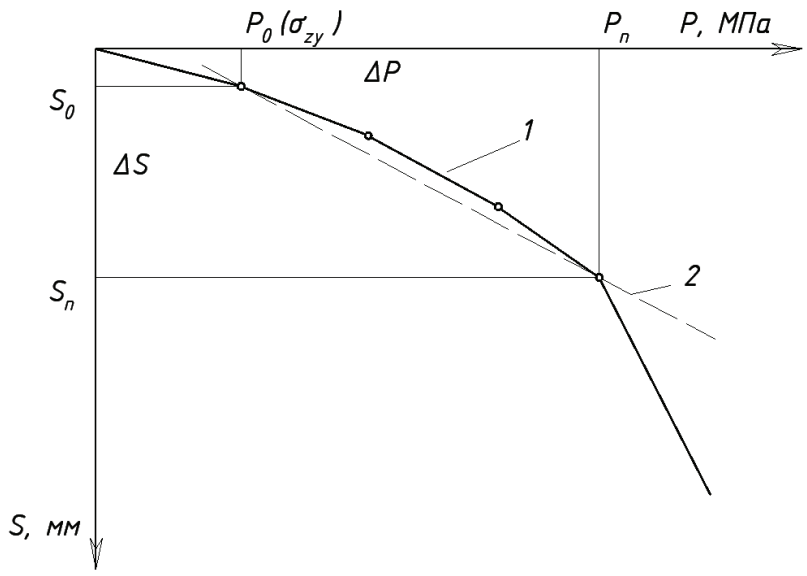


Рисунок 1. График зависимости S=f(P) испытания грунта штампом: 1 – линейная часть графика; 2 – осредняющая прямая

Сопоставление теоретических данных с экспериментальными

Для сопоставления теоретических данных, полученных по зависимости (8), с экспериментальными воспользуемся данными технического отчета о комплексных инженерных изысканиях, выполненных в городе Тихвин Ленинградской области для строительства жилых домов №7-11 и общественных №3А, 10А, 24 в микрорайоне 1А. Проводились полевые и лабораторные работы, были выполнены испытания статическими нагрузками (круглыми штампами). Площадь штампа 600 см^2, а глубина его установки 2-2,3 м. Было выполнено 6 опытов, результаты которых представлены в таблице 1. Согласно анализу паспортов скважин, штампы устанавливались на слой супесчаных грунтов. Максимальное давление на штамп составило 0,35-0,5 МПа, а интервал определения модуля деформации – 0,05-0,25 Мпа, поэтому за величину первой критической нагрузки следует принять 0,25 МПа. Т.е. $P_{кр1}^{э}$=2,5 кгс/см^2.

Таблица 1. Результаты штамповых испытаний (S = 600 см^2)

№п/п	№выборки	Глубина установки, м	Наименование грунта	Максимальное давление, МПа	Полная осадка, см	Интервал определения модуля деформации, МПа	Модуль деформации, МПа
1	6172	2,3	Супесь пластичная	0,5	13	0,05-0,25	12
2	6175	2,3		0,5	15,35		11
3	6181	2		0,45	10,11		9
4	6185	2,3		0,35	8,88		10
5	6180	2		0,45	4,26		21
6	6183	2		0,5	3,46		31

По показателю текучести I_L супеси являлись пластичными. Они включали 10-15% гравия и гальки изверженных пород, отдельные валуны. Глинистая составляющая находилась в пределах до 16%. Исследования прочностных свойств супесей проводилось на приборе ВСВ-I, на образцах природного сложения без уплотнения в течение 5 мин по методике многоточечного приложения нормальных нагрузок (ИМД 41-75, Стройизыскания).

Прочностные характеристики супесей пластичных по лабораторным данным составили $\varphi_п$=28°; $c_п$=31 КПа. Подставим эти значения в формулу (8) и получим теоретическое значение нагрузки $P_{кр1}^{T}$. Оно равно 183,2 КПа. Сопоставим с экспериментальными данными значения первой критической нагрузки. Экспериментальные значения $P_{кр1}^{э}$=2,5 кгс/см^2, а $P_{кр1}^{T}$=1,83 кгс/см^2. Теоретическое значение первой критической нагрузки находится на линейном участке графика

нагрузка-осадка и поэтому является безопасной для основания сооружения и достоверной. Таким образом, можно сделать следующие выводы.

1. В данной статье получена теоретическая зависимость для определения первой критической нагрузки на зернистую среду основания, представленную пластичной супесью. Эта теоретическая зависимость подтверждена практическими данными, полученными в ходе выполнения инженерных изысканий в городе Тихвин на реальной строительной площадке, что доказывает возможность применения теории механики зернистых сред в строительстве.

2. Показана применимость теории зернистых сред в механике грунтов не только для крупнообломочных и песчаных грунтов, но и для глинистых, в частности, для пластичной супеси.

3. Необходимы дальнейшие исследования в данном направлении на всем спектре грунтов и возрождение отечественной школы теории зернистых сред И.И. Кандаурова в области механики грунтов. Определенные шаги для реализации этих планов в настоящее время предпринимаются в СПбГПУ [17].

Литература

1. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М.: Высшая школа, 1982. 511 с.
2. Litwiniszyn J. Stochastic methods in mechanics of granular bodies. Wien: Springer, 1974. 312 p.
3. Муллер Р.А. Вопросы проектирования и защиты зданий и сооружений от влияния горных выработок. М.: Центргипрошахт, 1961. С. 37-60.
4. Кандауров И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. Л.: Стройиздат, 1966. 319 с.
5. Кандауров И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. Л.: Стройиздат, 1988. 280 с.
6. Матвеев А.В. Применение механики зернистых сред в прикладных задачах геомеханики. Л.: НИОТОН, 1991. С. 114 – 137.
7. Матвеев А.В. Начальный и конечный коэффициенты распределительной способности зернистой среды // Транспортное строительство. 1991. №5. С. 17–19.
8. Brzakala W. On propagation of shear stress in Kandaurov's granular medium // Bulletin of the Polis Academy of sciences. Technical sciences. 1988. Vol. 36. №7-9. Pp. 407-413.
9. Matysiak S.J. Distribution of stresses in the Kandaurov granular solid due to a rigid puuch // Studia geotechnical et mechanica. 1984. Vol. 6. №4. Pp. 3–9.
10. Matysiak S.J., Pusz P. Axisymmetric Boussinesq problem for granular half-space // Bulletin of the Polish Academy of sciences. Technical sciences. 1985. Vol. 33. №7-8. Pp. 351–358.
11. Yarr M.E. Mechanics ob particulate media: a probiemisting approach. New York: 1977. 543 p.
12. Заяц О.И., Незлобин А.Н., Череменский В.Г., Доброва Н.М. Плоская задача о сдвижении комбинированной зернисто-упругой среды под действием поверхностных и объемных сил. Л., 1990. Депонировано 04.10.90 г. в ВИНИТИ, №52-53 – В90. 102 с.
13. Nezlobin A.N. Displacements of a surface covering a half of a space filled with Kandaurov standard linear medium under a band load // Proceedings of SPIE. 2003. Vol. 5400. Pp. 230 – 232.
14. Zayats O.I. Dynamical analysis of subsidence trough volume for granular half-space and layer // Proceedings of SPIE. 2003. Vol. 5400. Pp. 200 – 229.
15. Бугров А.К. Механика грунтов: Учебное пособие. СПб.:Изд-во Политехн. ун-та, 2011. 307 с.
16. Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). М.: Высшая Школа, 2011. 272 с.
17. Заяц О.И., Баданин А.Н., Кротов А.В. Проблемы применения теории зернистых сред в строительстве // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2012. №1. С. 22 – 27.

**Андрей Николаевич Баданин, Санкт-Петербург, Россия*

Тел. моб.: +7(921)659-98-76, эл. почта: chinnab@mail.ru

© Баданин А.Н., Бугров А.К., Кротов А.В., 2012

Построение траектории напряжений для ненасыщенного грунта при консолидированно-недренированных испытаниях в стабилометре

Д.т.н., профессор А.Л. Гольдин,
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»;
аспирант Нгуен Фыонг Зунг*,
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Ключевые слова: прочностные характеристики грунта; степень водонасыщения; трехосное испытание для ненасыщенных грунтов; абсорбция; поровое давление воздуха; поровое давление воды

Для ненасыщенных грунтов вести расчеты по эффективным напряжениям практически невозможно, поскольку избыточное поровое давление остается неизвестным. В этом случае поровое давление складывается из двух компонентов: порового давления воды и порового давления воздуха. Для оценки устойчивости откоса по эффективным напряжениям необходимо определить компоненты поровых давлений воды и воздуха.

Исследованиям прочностных характеристик насыщенных грунтов посвящены работы многих авторов [1-5]. Сопротивляемость глинистых грунтов сдвигу по К. Терцаги описывалась в [6]. По предложению Н.Н. Маслова для сопротивления глинистых грунтов сдвигу была разработана теория «плотности-влажности» [7]. Согласно этой теории, величины угла внутреннего трения φ и начального сцепления c не остаются постоянными для большой группы грунтов, как это предусматривалось теорией Терцаги-Кулона в ее чистом виде. По Fredlund D.G., прочностные характеристики описывались в зависимости от абсорбции [8].

В ненасыщенном грунте в природных условиях поровое давление воздуха обычно равно атмосферному, а поровое давление воды меньше, чем давление воздуха. Так как атмосферное давление обычно считается нулевым, то поровое давление воды оказывается отрицательным (так как оно будет меньше атмосферного). Такое отрицательное давление называется абсорбцией [8], так как грунт при контакте с водой при атмосферном давлении будет абсорбировать воду. В системе, в которой воздух и вода находятся под давлением, эффективное давление может быть описано уравнением:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_W), \quad (1)$$

в котором χ – коэффициент, зависящий от степени водонасыщения [9,10]. Это выражение получено эмпирическим путем. Для определения численного значения χ для ненасыщенных грунтов необходимо знать давления воздуха и воды, так же как параметры φ' и c' сопротивления сдвигу водонасыщенного грунта в условиях эффективных напряжений.

Чтобы определить прочность на сдвиг для ненасыщенного грунта с заданными давлениями воздуха и воды, используем формулу:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\,\mathrm{tg}\,\varphi' + (u_a - u_W)\,\mathrm{tg}\,\varphi^b, \quad (2)$$

где u_a, u_W – давления порового воздуха и поровой воды; φ^b – угол с указанием темпов прироста прочности по отношению к степени абсорбции ($u_a - u_W$) в момент разрушения [8].

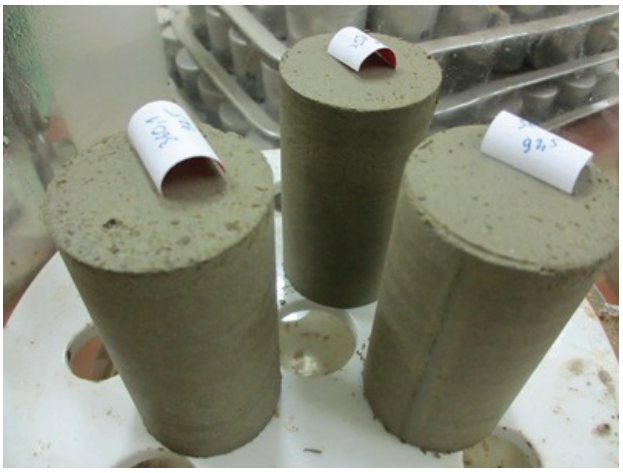
Существуют и другие формулы для нахождения прочности сдвига ненасыщенного грунта: в работах Richards L.A. [11], Aichison G.D. [12,13], Morgenstern N.R. [14], Fredlund D.G. [15,16] описывается взаимоотношение прочностных характеристик и физического состояния грунта.

Цель исследования – экспериментально проверить основные положения теории «плотности-влажности» Н.Н. Маслова и теории абсорбции Fredlund D. при определении прочностных свойств связных грунтов, а также при учете расчета устойчивости откосов.

В данной работе проведены экспериментальные исследования прочностных характеристик грунтов методом трехосного сжатия при варьировании абсорбции, вследствие чего изменялась степень водонасыщения. Эксперименты выполнены в Институте Водных Ресурсов (Социалистическая республика Вьетнам, СРВ) на приборе трехосного сжатия (ПТС Control 28-

Т0410/А). Для испытаний применялись искусственно приготовленные образцы грунта нарушенной структуры (рис. 1а-д) [17,18], которые были доставлены из откоса котлована ГЭС «Хуа-На» (СРВ). В процессе испытания измеряли поровые давления воды и воздуха. Физико-механические характеристики грунта представлены в табл.1.

а б



в г

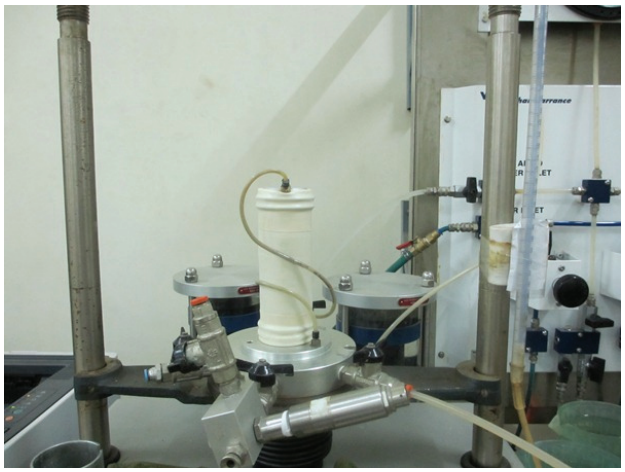
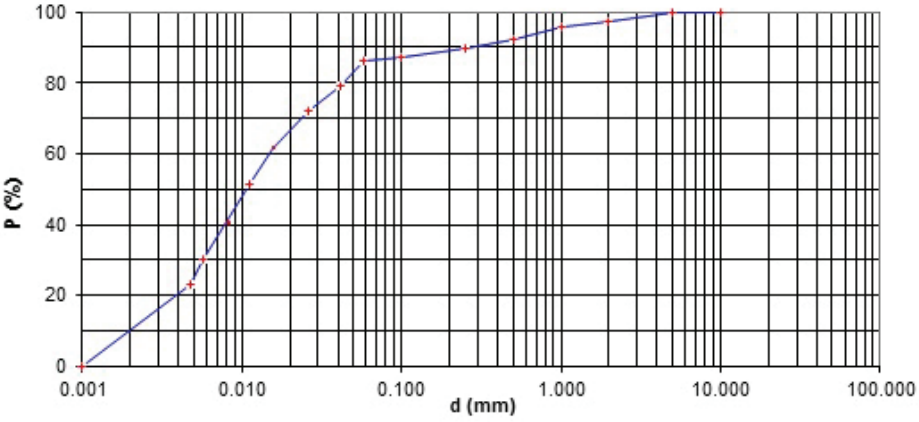


Рисунок 1. Приборы трехосного сжатия (ПТС) для испытаний на прочность образцов в лабораторных условиях: а – изготовление испытуемого образца; б – готовые образцы в водонасыщенном состоянии; в – установка образца грунта в приборе; д – ПТС и приборы для измерения давлений

Таблица 1. Основные физико-механические характеристики грунта

№	Испытание грунтов	Образцы	1
1	Гранулометрический состав 		

№	Испытание грунтов		Образцы		1
2	Природная влажность		W_{tn}	%	15,92
3	Оптимальная влажность		W_{cb}	%	14,71
4	Плотность влажного образца грунта (K=0,95)		ρ_w	T/m^3	2,090
5	Плотность сухого грунта		ρ_d	T/m^3	1,822
6	Плотность частиц грунта		ρ_s		2,690
7	Коэффициент пористости		e		0,476
8	Пористость		n	%	32,27
9	Водонасыщенность		S	%	89,89
10	Предел текучести		LL	%	31,26
11	Предел раскатывания (пластичности)		PL	%	18,30
12	Числа пластичности		PI	%	12,96
13	Показатель консистенции		LI		-0,18
14	Уплотнение грунтов трамбованием	Оптимальная влажность	W_{opt}	%	14.71
15		Максимальная плотность сухого грунта	ρ_{dmax}	T/m^3	1.822
16	Одноплоскостной срез		φ	(°)	25°35'
			C	(кгс/см^2)	0,39
17	Трехосное сжатие	CW (КН)	φ'	(°)	21° 30'
			Cu'	(кгс/см^2)	0,29

Прочностные характеристики ненасыщенного грунта

Испытания в стабилометре водонасыщенных грунтов [19,20] подразделяются на 3 стадии:

1) этап реконсолидации грунта;
2) процесс консолидации (в этой работе были проведены консолидированно-недренированные испытания (КН);
3) этап разрушения образцов.

Прочностные характеристики *φ* и *c* определены по кругам предельных напряжений: tg*φ* = 0,39 (*φ* = 21° 30') и *c* = 0,29 кгс/см^2 (рис. 2).

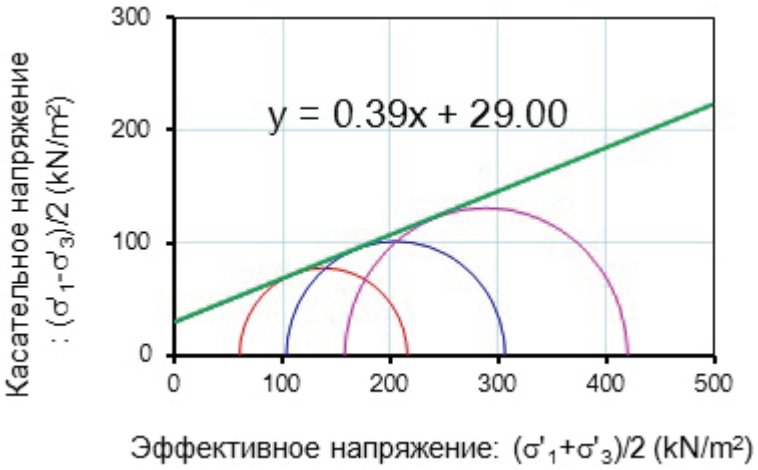


Рисунок 2. Круги предельных напряжений, построенные по результатам испытаний на приборе трехосного сжатия стабилометрического типа

Для ненасыщенных грунтов после этапа консолидации проведен процесс выравнивания абсорбции (suction equalization), при котором степень водонасыщения достигает определенного значения и образцы становятся ненасыщенными [8,21-25]. Результаты испытания этого ненасыщенного грунта размещены ниже.

Степень абсорбции (u_a – u_W) была установлена до проведения этапа разрушения соответственно в 50кПа и 100кПа. После разрушения образцов определены углы с указанием темпов прироста прочности по отношению к степени абсорбции (u_a – u_W) в момент разрушения. Как показали результаты испытания (рис. 3), φ^b при абсорбции в 100кПа меньше его значения при абсорбции в 50кПа. Значения угла φ^b получились соответственно 10.8° и 6.6° (рис. 4). Эти углы были меньше эффективного угла φ'=21.5° для насыщенного грунта.

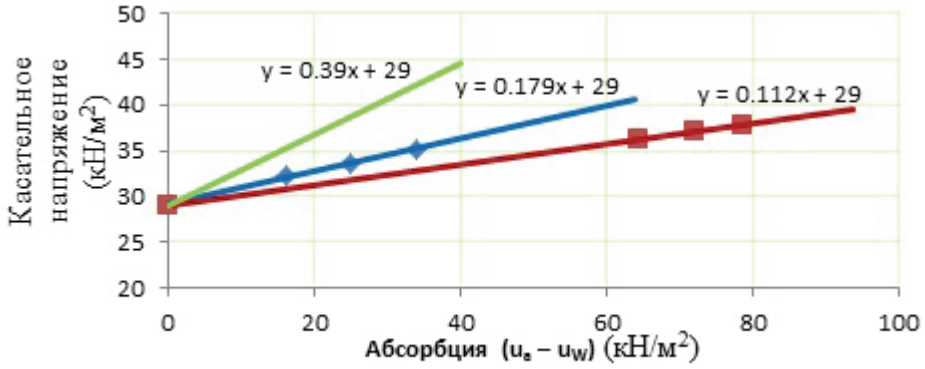


Рисунок 3. Зависимость угла φ^b от степени абсорбции (u_a – u_W) в момент разрушения

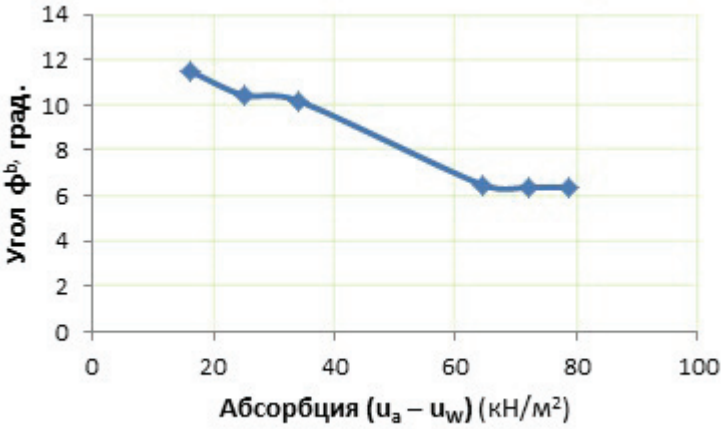


Рисунок 4. Значение угла φ^b в момент разрушения

При проведении консолидированно-недренированного испытания для ненасыщенных грунтов поровое давление воздуха остается постоянным, а поровое давление воды возрастает, поэтому абсорбция уменьшается. Чем меньше эффективные напряжения до момента проведения разрушения, тем меньше снижение абсорбции и, следовательно, меньше снижение степени водонасыщения.

Траектории напряжений

До разрушения начальные абсорбции ψ=(u_a – u_W) были установлены соответственно 50 кПа и 100 кПа, а давление воздуха равно 295 кПа и 345 кПа . Боковые напряжения σ_3 равны 345, 395, 495 кПа. Тогда минимальные главные напряжения (эффективные напряжения) σ'_3 = (σ_3 – u_a) были равны 50, 100 и 200 кПа.

В процессе испытания фиксировались поровое давление воды и нормальное напряжение. В момент разрушения образцов определено максимальное напряжение $\sigma_{1пр}$. По полученным $\sigma_{1пр}$, ψ=(u_a – u_W) и принятым σ'_3 = (σ_3 – u_a) для каждого испытания построены круги напряжений (синие круги на рис. 5 и рис. 6). К полученным предельным кругам напряжений (кругам Мора) проведена прямолинейная касательная (красная линия) с известным углом φ'=21.5°, которая была получена из испытаний для насыщенного грунта (рис. 2). Отрезок, отсекаемый на плоскости (τ , ψ), является сцеплением в зависимости от степени абсорбции c = c' + (u_a – u_W) tg φ^b (или общее сцепление по теории Н.Н. Маслова). Линия, проведенная через эти точки, наклонена к горизонтали под углом φ^b, как определено выше. Затем построены траектории напряжений (зеленые). Из этих траекторий следует определить НДС образцов при известной их начальной абсорбции и нагрузке.

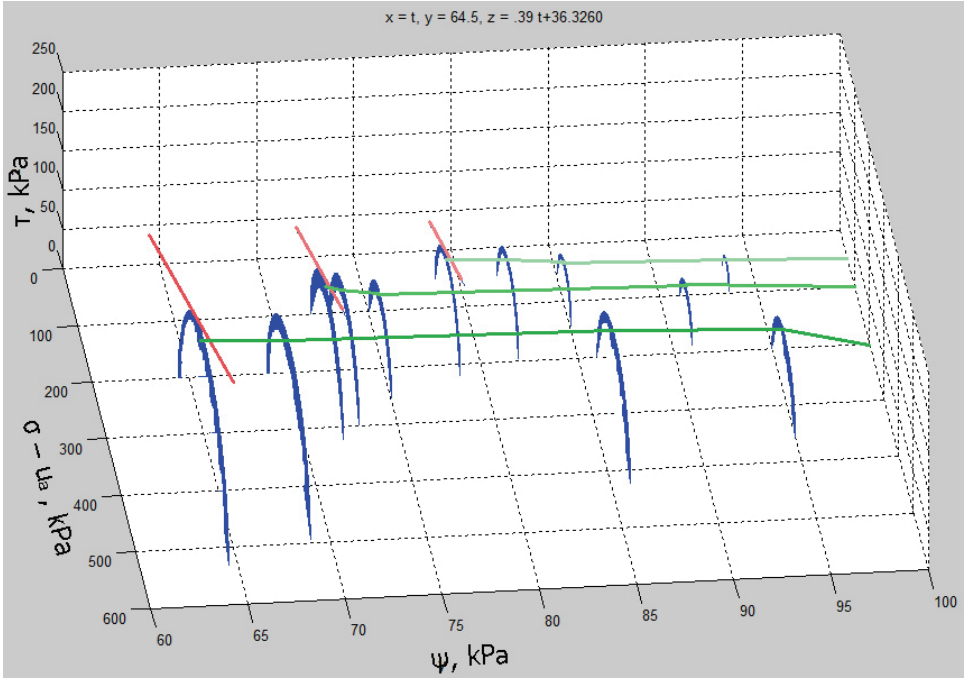


Рисунок 5. Траектории напряжений при КН–испытании с начальной абсорбцией ψ = 50 кПа и боковыми давлениями σ_3 = 345, 395, 495 кПа

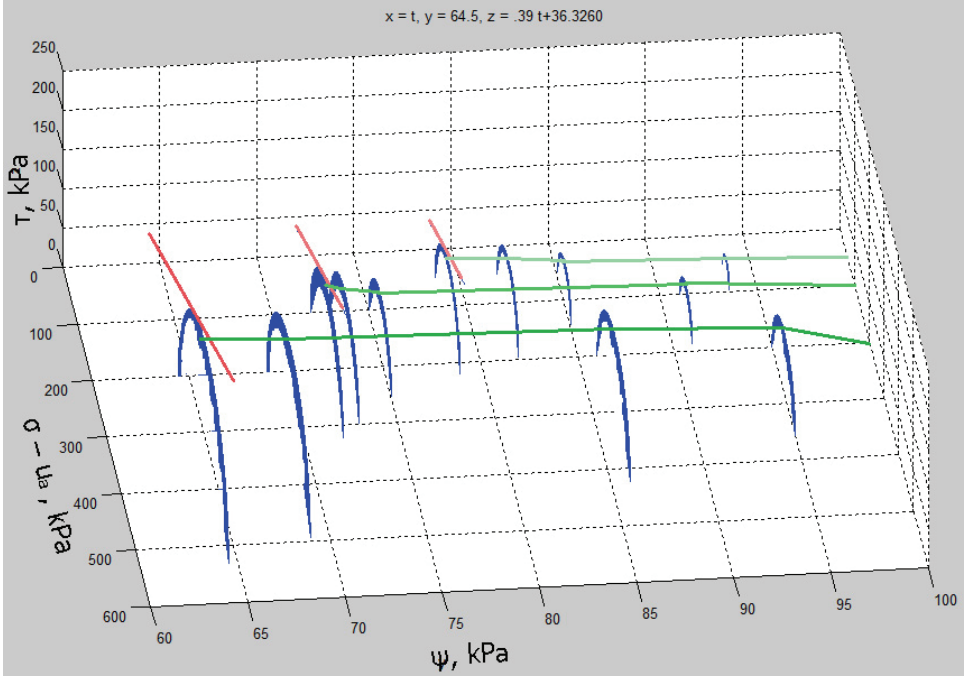


Рисунок 6. Траектории напряжений при КН–испытании с начальной абсорбцией ψ = 100 кПа и боковыми давлениями σ_3 = 395, 455, 545 кПа

Выводы

Для данного грунта, доставленного из откоса котлована ГЭС «Хуа-На» (СРВ), значение φ^b сильно уменьшается, хотя абсорбция ψ небольшая (грунт почти насыщенный).

Зависимость предельных сопротивлений сдвигу $\tau_{пр}$ от эффективных сжимающих напряжений (σ – u_a) нелинейная при больших значениях абцорбции ψ. Когда грунт считается сухим, предельное сопротивление сдвигу $\tau_{пр}$ почти не изменяется при повышении сжимающих напряжений.

По траекториям напряжений следует определять НДС образцов при известной начальной абсорбции и нагрузке.

Литература

1. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов. М.: Высшая школа, 1991. 447 с.
2. Бугров А.К. Механика грунтов. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2007. 285.
3. Whitlow R. Basic Soil Mechanics. Harlow, Essex, England: Longman Scientific & Technical; New York: Wiley&Sons Inc., 1990. 528 p.
4. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса. Пенза: ПГУАС, 2008. 696 с.
5. Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics. New York: Wiley, 1943. 507 p.
6. Terzaghi K. Stability of steep slope in Hard Unweathered Rock // Geotechnique. 1962. №4. Pp. 251-270.
7. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними). М.: Стройиздат, 1977. 320 с.
8. Fredlund D.G., Rahardjo H. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. New York: John Wiley & Sons Inc., 1993. 544 p.
9. Bishop A.W. The principle of effective stress // Teknich Ukeblad. 1959. Vol. 106. №39. Pp. 859-863.
10. Bishop A.W. The measurement of pore pressure in the triaxial test // Pore Pressure and Suction in Soils Conference. London: Butterworth, 1961. Pp. 38-46.
11. Richards L.A., Gardner W.R., Ogata G. Physical Processes Determining Water Loss from Soil // Soil Sci. Soc. America Proc. 1956. Vol. 20. Pp. 310-314.
12. Aitchison D. Relationship of moisture and effective stress functions in unsaturated soils // Pore Pressure and Suction in Soils Conference. London: Butterworths, 1961. Pp. 47-52.
13. Aitchison D., Donald I.B. Effective stresses in unsaturated soils// Proceedings of the Second Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics. Christchurch, New Zealand, 1956. Pp. 192-199.
14. Morgenstern N.R., Fredlund D.G. Stress state variables for unsaturated soils // ASCE J. Geotech. Eng. Div. GT5. 1977. Vol. 103. Pp.447-466.
15. Fredlund D.G., The shear strength of unsaturated soils and its relationship to slope stability problem in Hong Kong // The Hong Kong Engineer. 1981. Vol. 9. №4. Pp. 37-45.
16. Fredlund D.G., Rahardjo H. State of development in the measurement of soil suction // In Proceeding of the International Conference on Engineering Problems of Regional Soils. Beijing, China, 1988. Pp. 582-588.
17. СП 23.13330.2011 Основания гидротехничеких сооружений.
18. Алексеев В.М., Калугин П.И. Физико-механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. Воронеж: Изд-во ВГАСУ, 2009. 89 с.
19. Инструкция по определению механических характеристик грунтов методом статического трехосного сжатия / ВНИИГ. СПб., 2001.
20. Бугров А.К., Нарбут Р.М., Сипидин В.П. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия. Л.: Стройиздат, 1987. 184 с.
21. ASTM Designation: D 2435 – 96. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading.
22. BS 1377:Part 8:1990. Methods of test for soils for civil engineering purposes. Shear strength tests (effective stress).
23. Thu T.M., Rahardjo H., Leong E.C. Shear Strength and Pore Water Pressure Characteristics during Constant Water Content Triaxial Test // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2006. Vol. 136(3). Pp. 411-419.
24. Nyunt T.T., Leong E.C., Rahardjo H. Stress-strain behavior and shear strength of unsaturated residual soil from triaxial tests // Conference on Unsaturated Soils: Theory and Practice. Thailand, November 2011. Pp. 221-226.
25. Nuntasarn R., Cameron D.A. The unsaturated shear strengths of two compacted collapsiable soils // Conference on Unsaturated Soils: Theory and Practice. Thailand, November 2011. Pp 191-196.

** Нгуен Фыонг Зунг, Санкт-Петербург, Россия*
Тел. моб.: +7(965)767-16-35; эл. почта: hatmit_cep@mail.ru

© Гольдин А.Л., Нгуен Фыонг Зунг, 2012

Оценка устойчивости грунтовых массивов

Д.т.н., профессор В.Н. Бухарцев*;
аспирант Нгуен Тхай Хоанг,
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Ключевые слова: устойчивость грунтовых массивов; критерий Кулона; условия равновесия; граничные условия; поверхность обрушения; закон распределения нормальных напряжений; вариационная задача

На сегодня задача о напряженно-деформированном состоянии грунтовых массивов решена достаточно полно: с учетом нелинейности деформирования грунта, изменения нагрузок во времени и т.д. В то же время решение первостепенной задачи – оценки устойчивости грунтовых массивов – до сих пор выполняется примитивными методами, в которых даже интегрально не соблюдаются условия равновесия, а граничные условия по напряжениям и углам наклона площадок сдвигов игнорируются. Подробный анализ некоторых распространенных методов изложен в работах [1–6]. Отметим, что ранее предпринимались попытки устранить недостатки методов оценки устойчивости [7–9].

Несмотря на очевидные несовершенства этих методов, они остаются популярными среди инженерного корпуса. Это объясняется относительной их простотой и скрытыми запасами устойчивости, обусловленными несовершенством расчетных предпосылок этих методов.

Значение коэффициента запаса устойчивости в этих методах определяется из условия равновесия тела обрушения в целом. В зависимости от используемого условия равновесия различают методы моментов, в которых коэффициент запаса устойчивости определяется из уравнения равновесия моментов, и методы сил, использующие уравнения равновесия проекций сил на какое-либо направление.

В условиях плоской деформации методы моментов оперируют круглоцилиндрическими поверхностями, позволяющими наиболее просто аппроксимировать неизвестную форму поверхности обрушения. В методах сил, как правило, задаются поверхностями обрушения произвольной формы.

Современные вычислительные средства позволяют решать задачу об устойчивости грунтовых массивов более строго за счет усовершенствования расчетных моделей. В [8] изложен метод, в котором для условий плоской деформации эта задача решается достаточно строго с соблюдением условий равновесия и учетом граничных условий, а наиболее опасная поверхность сдвигов определяется в результате решения вариационной задачи.

Предложенный метод использует ту же широко распространенную модель предельного равновесия грунтового массива, которая предполагает достижение предельных значений касательного напряжения по критерию Кулона только на поверхности сдвигов, отделяющей тело обрушения от остальной части грунтового массива.

Грунтовый массив для расчета приводится в предельное состояние путем изменения параметров прочности слагающих его грунтов. В расчет вводятся критические значения касательного напряжения, соответствующие предельному равновесию,

$$\tau_k = f_k \sigma + c_k, \qquad (1)$$

где σ – нормальное напряжение на какой-либо площадке гипотетической поверхности сдвигов; $f_k = tg\varphi_k$ и c_k – критические значения параметров прочности грунта.

Поскольку по теории прочности Кулона-Мора граничные условия и по напряжениям, и по углам наклона площадок сдвигов на поверхности обрушения зависят от критических значений параметров прочности грунта, задача решается итерационно с уточнением этих значений на каждом шаге.

Для конкретизации изложения рассмотрим однородный откос выемки. Уравнения равновесия вертикального элемента тела обрушения шириной dx в системе координат, представленной на рис. 1, имеют вид:

$$\sum X = 0: \quad dE = (q_x + z'\sigma - \tau_k)dx, \tag{2}$$

$$\sum Z = 0: \quad dT = (q_z - \sigma - z'\tau_k)dx, \tag{3}$$

$$\sum M = 0: \quad dM = (m + z'E - T)dx, \tag{4}$$

где $q_x dx$, $q_z dx$ – компоненты равнодействующей поверхностной и объемной нагрузок; $m=q_x b$ – момент горизонтальной нагрузки интенсивностью q_x относительно середины подошвы элемента; E, T – компоненты сил взаимодействия между элементами; $M=Ea$ – момент силы E относительно подошвы элемента; τ_k, σ – компоненты напряжения на поверхности обрушения, соответствующие предельному состоянию; $z=z(x)$ – непрерывная и непрерывно дифференцируемая функция, описывающая профиль поверхности обрушения; z' – производная от $z(x)$ по x на интервале $[x_0; x_n]$.

Компоненты сил взаимодействия между элементами E,T являются равнодействующими соответственно нормальных σ_x и касательных τ_{xz} напряжений, действующих на вертикальных гранях элемента:

$$E = \int_{z(x)}^{p(x)} \sigma_x dx, \; T = \int_{z(x)}^{p(x)} \tau_{xz} dx, \tag{5}$$

где $p(x)$ – функция, описывающая профиль поверхности грунтового массива.

После интегрирования уравнений (2),(3),(4) в пределах от x_0 до x_n получается система уравнений равновесия для всего тела обрушения, ограниченного снизу произвольной поверхностью сдвигов. Эту систему уравнений удобно записать в виде:

$$F_1 - F_2 = 0, \tag{6}$$

$$F_3 - F_4 = 0, \tag{7}$$

$$F_5 - F_6 = 0, \tag{8}$$

где $F_1 = \int_0^1 \tau_k dX$; $F_2 = Q_x + \int_0^1 Z'\sigma dX$; $F_3 = \int_0^1 \tau_k Z' dX$; $F_4 = Q_z - \int_0^1 \sigma dX$;

$$F_5 = \int_0^1 \tau_k (XZ' - Z)\, dX; \; F_6 = \widetilde{M} - \int_0^1 \sigma (ZZ' + X)\, dX;$$

$$Q_x = \int_0^1 (q_x - \frac{E_n - E_0}{x_n - x_0}) dX; \; Q_z = \int_0^1 (q_z - \frac{T_n - T_0}{x_n - x_0})\, dX;$$

$$\widetilde{M} = Z_n E_n - T_n - \frac{M_n - M_0}{x_n - x_0} + \int_0^1 \left(\frac{m}{x_n - x_0} - Zq_x + Xq_z \right) dX;$$

$X = \dfrac{x - x_0}{x_n - x_0}$, $Z = \dfrac{z - z_0}{x_n - x_0}$ – нормированные безразмерные координаты;

$x \in [x_0; x_n]$, $z \in [z_0; z_n]$, $X \in [0; 1]$, $Z \in [0; Z_n]$.

Для раскрытия статической неопределимости задачи вводят какое-либо дополнительное условие, характеризующее либо распределение нормальных напряжений на поверхности сдвигов [9–12], либо компонент сил взаимодействия между элементами E,T [13–18].

В методе [8] распределение нормальных напряжений на поверхности сдвигов представлено зависимостью:

$$\sigma = A_0 + A_1 X + A_2 X^2 + A_3 X^3, \tag{9}$$

в [17] аналогичной зависимостью представлено соотношение

$$\frac{dT}{dE} = tg\beta = A_0 + A_1 X + A_2 X^2 + A_3 X^3, \tag{10}$$

где A_0, A_1, A_2, A_3 – числовые коэффициенты.

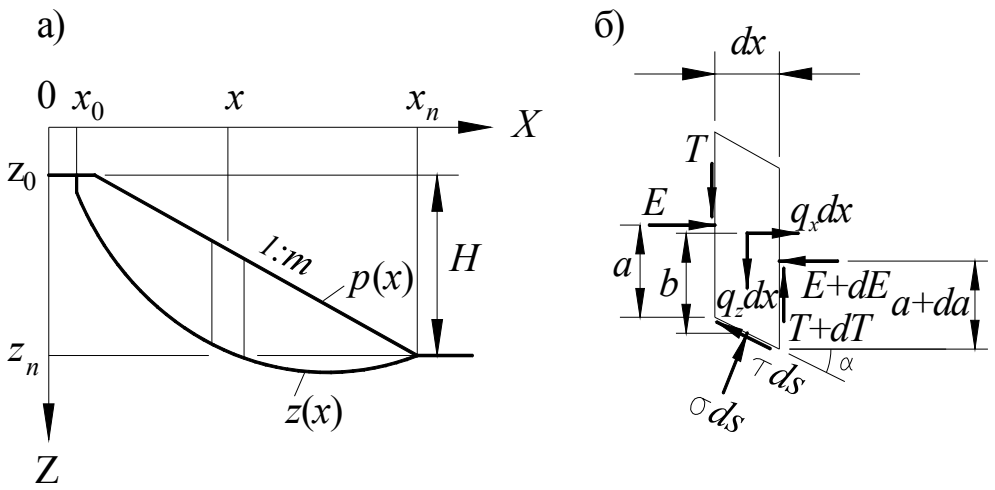


Рисунок 1. Расчетная схема: а – профиль откоса и поверхности сдвигов; б – силы, действующие на выделенный элемент

При использовании дополнительного условия (10) распределение нормальных напряжений на поверхности сдвигов определяется зависимостью:

$$\sigma = \frac{q_z - z'c_k - (q_x - c_k)tg\beta}{1 + f_k z' + (z' - f_k)tg\beta}. \qquad (11)$$

Два коэффициента, входящие в зависимости (9) и (10), выражаются из граничных условий через напряжения в крайних точках профиля поверхности сдвигов, которые зависят от поверхностной нагрузки и наклона площадок сдвигов в крайних точках профиля поверхности обрушения. Например, для схемы, изображенной на рис.1, напряжения в крайних точках профиля поверхности обрушения, силы взаимодействия и их моменты определяются выражениями:

$$\sigma_0 = \gamma_{гр} h_0 (1 - \sin\varphi) - c\cos\varphi, \quad \sigma_n = c\cos\varphi, \; E_0 = E_n = T_0 = T_n = 0, \quad M_0 = M_n = 0,$$

где $\gamma_{гр}$ – удельный (объемный) вес грунта; h_0 – глубина трещины, с которой, как правило, начинается поверхность обрушения (для простоты трещина принимается вертикальной); $\varphi = arctg\ f$ – угол внутреннего трения грунта.

Два оставшихся коэффициента в выражениях (9) или (10) определяются из уравнений равновесия (6) и (7).

Неиспользованное пока третье уравнение предельного равновесия (8) служит для определения численного значения меры запаса устойчивости. Это может быть либо общий коэффициент запаса, либо критическое значение одного из параметров прочности f_k или c_k при задаваемом значении другого параметра. Последний прием позволяет построить график, определяющий критические значения параметров во всей области их определения.

Предложенный метод использован для исследования влияния на оценку устойчивости откоса, представленного на рис. 1, граничных условий, формы поверхности обрушения, функции распределения нормальных напряжений по поверхности обрушения при $\gamma_{гр}$ = 18 kH/м^3, H = 10 м и m = 2.

На рис. 2 представлены графики, иллюстрирующие влияние формы поверхности обрушения на критические значения параметров прочности грунта. Рассмотрены три функции, описывающие профиль поверхности сдвигов:

- окружность

$$z = z_c + \sqrt{r^2 - (x - x_c)^2}, \qquad (12)$$

где x_c, z_c, r – координаты центра и радиус окружности;

- парабола

$$Z = z_0' X - \frac{z_0' - z_n'}{2} X^2; \qquad (13)$$

- полином третьей степени

$$Z = z_0' X + (3Z_n - 2z_0' - z_n')X^2 + (z_0' + z_n' - 2Z_n)X^3 . \quad (14)$$

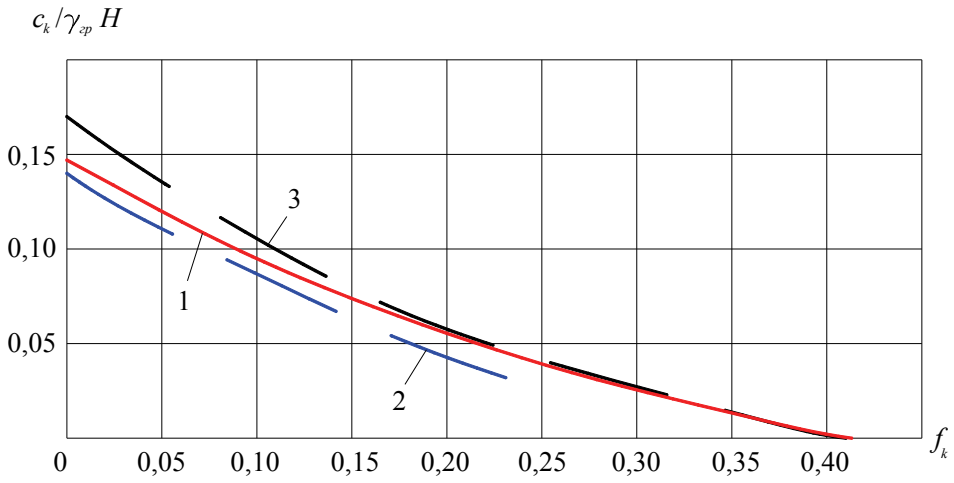


Рисунок 2. Графики критических значений параметров прочности грунта для профиля поверхности обрушения:
1 – по выражению (12); 2 – по выражению (13); 3 – по выражению (14)

Представленные на рис. 2 графики показывают, что окружность – наиболее опасная форма профиля поверхности обрушения только для несвязных грунтов (для рассматриваемого примера при $f_k > 0{,}364$). Для связных грунтов (в остальной области определения значений f_k) наиболее опасная форма профиля поверхности обрушения определяется выражением (14). Парабола – наименее опасная форма профиля поверхности обрушения из трех рассмотренных. Более того, она возможна не для всего диапазона значений f_k.

Результаты сопоставительных расчетов для приведенного примера показывают, что из семейства поверхностей, выклинивающихся на откос, минимальному запасу устойчивости соответствуют поверхности, выклинивающиеся у подошвы откоса.

Графики, изображенные на рис. 3, иллюстрируют влияние на критические значения f_k и c_k распределения нормальных напряжений, действующих на поверхности сдвигов. Графики построены для двух функций распределения, определяемых выражениями (9) и (11), и для двух форм профиля поверхности обрушения: окружности (12) и полинома третьей степени (14).

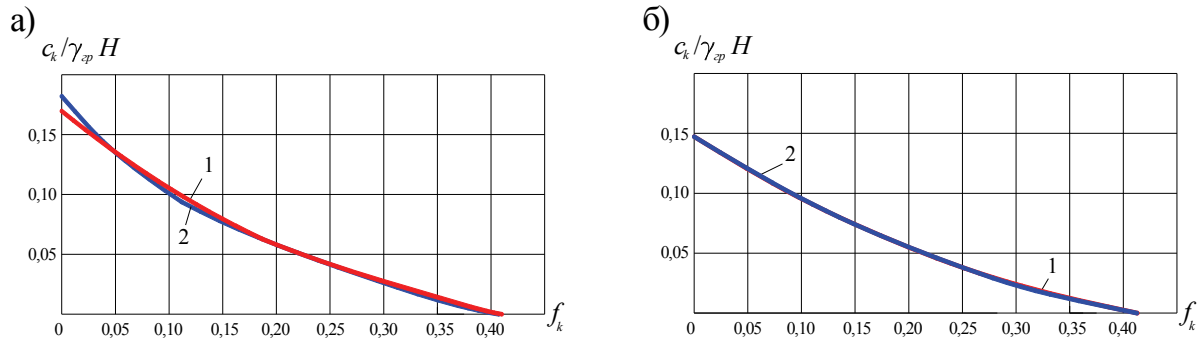


Рисунок 3. Графики зависимости критических значений параметров прочности грунтов: а – для профиля поверхности сдвигов, описанного полиномом; б – для профиля, описанного окружностью; 1 – функция распределения нормальных напряжений описана выражением (9); 2 – функция распределения описана выражением (11)

Для тех же форм поверхности сдвигов на рис. 4 изображены графики функций распределения нормальных напряжений по зависимостям (9) и (11).Там же изображены профили наиболее опасных поверхностей обрушения.

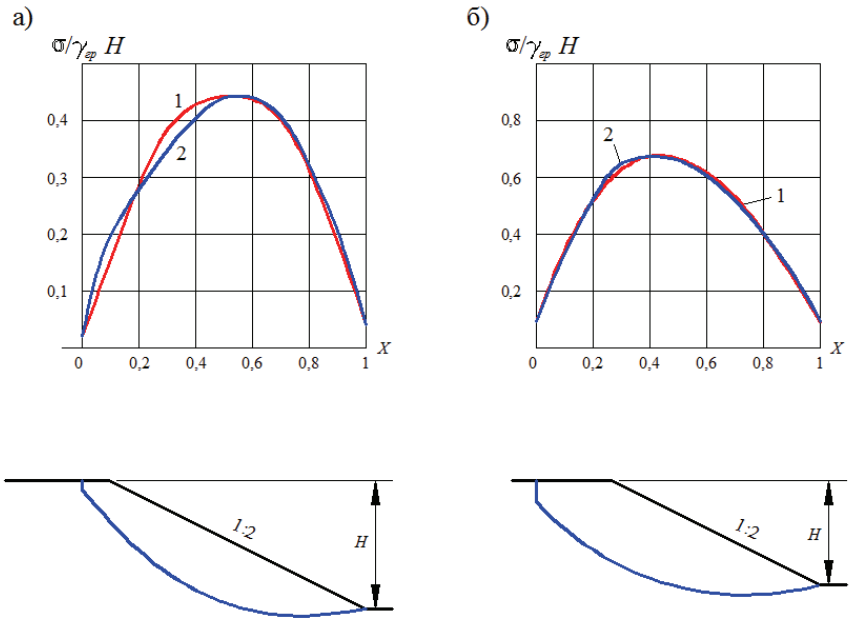


Рисунок 4. Графики функций распределения нормальных напряжений: а – для профиля поверхности сдвигов, описанного полиномом при f_k = 0,25, c_k = 7,072 кН/м^2; б – для профиля, описанного окружностью при f_k = 0,104, c_k = 15,938 кН/м^2; 1 – функция распределения нормальных напряжений описана выражением (9); 2 – функция распределения описана выражением (11)

Анализ полученных результатов позволяет сделать вывод о том, что при соблюдении условий предельного равновесия тела обрушения с учетом граничных условий распределение нормальных напряжений по поверхности обрушения мало влияет на меру запаса устойчивости грунтового массива. Кривые предельных значений параметров прочности грунта для двух совершенно разных законов распределения нормальных напряжений, представленных зависимостями (9) и (11), практически совпадают. Поэтому нет смысла уточнять это распределение. Для дальнейших исследований достаточно ограничиться законом распределения по более простой зависимости (9).

На рис. 5 для тех же данных представлены линии приложения равнодействующей сил взаимодействия *E* и *T*, а также графики значений их отношения. Исследованиями установлено значительное расхождение результатов расчета по определению соотношения компонент сил взаимодействия. Причем для разных форм поверхности сдвигов расхождения также отличаются. Это обстоятельство приводит к выводу о том, что форма поверхности сдвигов существенно влияет на соотношение упомянутых компонент и необходим поиск опасной поверхности сдвигов на основе применения вариационных принципов.

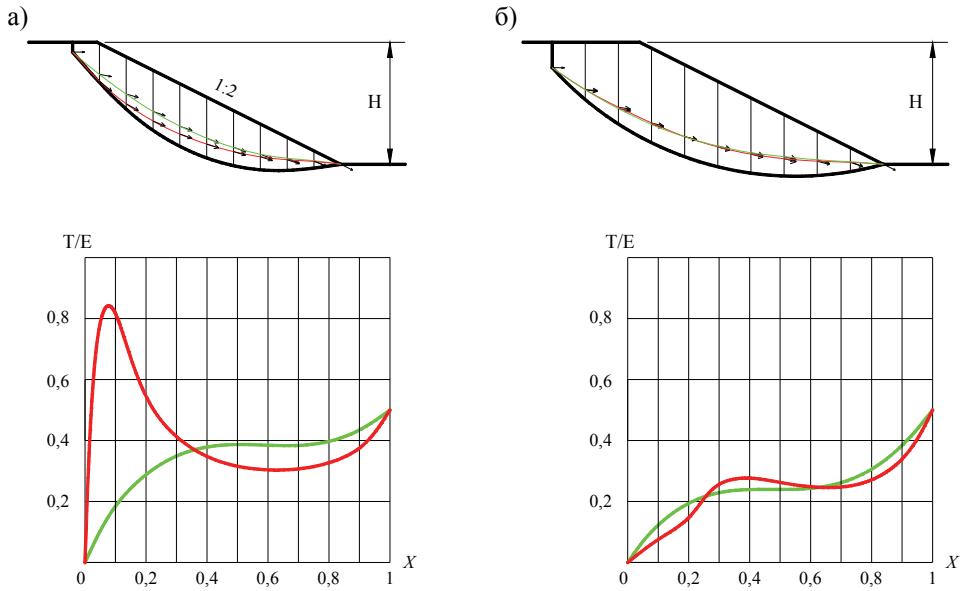


Рисунок 5. Линии приложения равнодействующей сил взаимодействия E и T; графики значений их отношения: а – для профиля поверхности сдвигов, описанного полиномом при f_k= 0,25, c_k = 7,072 кН/м^2; б – для профиля, описанного окружностью при f_k = 0,104, c_k = 15,938 кН/м^2; 1 – функция распределения нормальных напряжений, описанная выражением (9); 2 – функция распределения, описанная выражением (11)

На рис. 6 представлены графики, иллюстрирующие влияние граничных условий на критические значения параметров прочности грунта. Исследование проведено только для круглоцилиндрической формы поверхности сдвигов, поскольку сопоставлялись два метода: Терцаги, применимый только для круглоцилиндрических поверхностей, и предложенный метод [8].

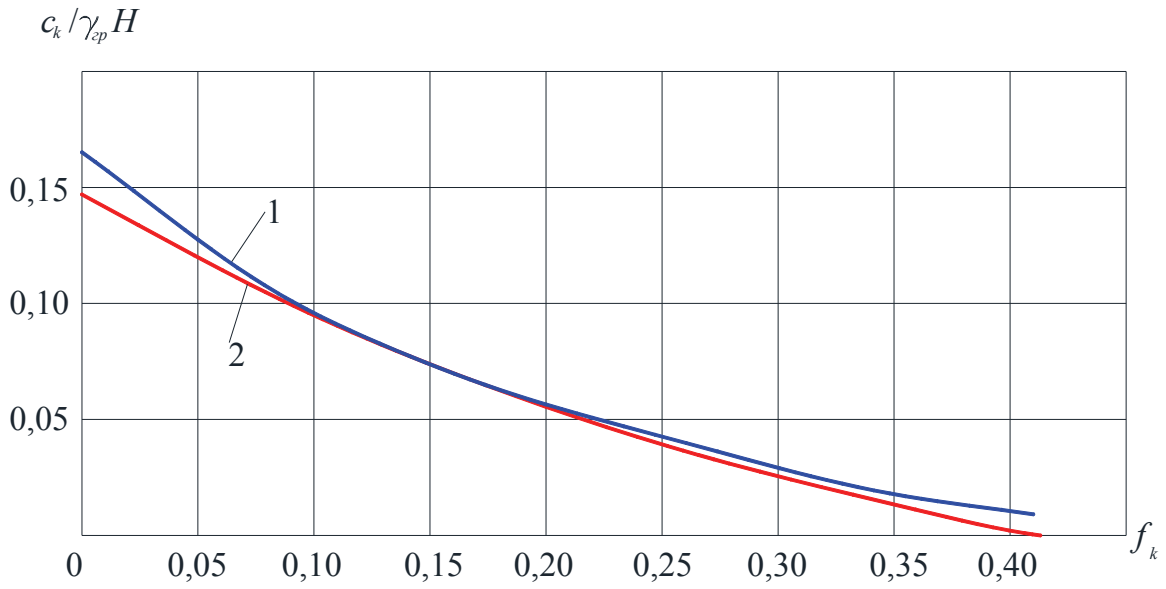


Рисунок 6. Графики критических значений параметров прочности грунта: 1 – для метода Терцаги; 2 – для предложенного метода с использованием дополняющего условия (9)

Анализ графиков на рис.6 показывает, что метод Терцаги дает наибольшую погрешность (в сторону запаса) для несвязных и пластичных грунтов. Для связных грунтов в области $f_k \in [0{,}1;\ 0{,}2]$ результаты расчета по методу Терцаги практически не отличаются от результатов по методу [8]. Среднее значение погрешности в упомянутых зонах составляет порядка 8%, максимальное – 12%.

Для применения вариационного принципа решения задачи в методе [8] вводится линейная комбинация уравнений равновесия (2), (3), (4), в которую каждое из перечисленных уравнений входит равноправно,

$$F_5 - F_6 + \lambda_1(F_1 - F_2) + \lambda_2(F_3 - F_4) = 0\,, \tag{15}$$

где λ_1 и λ_2 – произвольные числовые коэффициенты.

Функционалом в этом вариационном методе выступает условный коэффициент запаса устойчивости, который определяется из уравнения (15) выражением:

$$k = \frac{F_5 + \lambda_1 F_1 + \lambda_2 F_3}{F_6 + \lambda_1 F_2 + \lambda_2 F_4} = 1\,. \tag{16}$$

Экстремаль и соответствующие максимальные значения f_k и c_k определяются в процессе счета. Фактический коэффициент запаса устойчивости может быть определен традиционно выражением:

$$k_з = \frac{f}{f_k} = \frac{c}{c_k} \tag{17}$$

или каким-либо иным способом.

После подстановки в зависимость (16) выражений для *Fi* (*i*=1,...,6) получим:

$$k = \int_0^1 \frac{\tau}{J}\left(\widetilde{X}\widetilde{Z}' - \widetilde{Z}\right)dX, \tag{18}$$

где $\widetilde{X} = X + \lambda_2,\quad \widetilde{Z} = Z - \lambda_1,\quad J = M + \lambda_1 Q_x + \lambda_2 Q_z - \int_0^1 \sigma\left(\widetilde{Z}\widetilde{Z}' + \widetilde{X}\right)dX \neq 0.$

В результате решения дифференциального уравнения Эйлера-Лагранжа, составленного для подынтегрального выражения функционала *k*, получаются выражения для экстремали, соответствующей наиболее опасной поверхности сдвигов с минимальным значением $k_з$, и ее производной:

$$\widetilde{Z} = \widetilde{X}\left(\int_0^X \frac{B_0 e^{\nu X} - S(X)}{\tau \widetilde{X}^2} dX - \frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right), \tag{19}$$

$$Z' = \frac{B_0 e^{\nu X} - S(X)}{\tau \widetilde{X}} + \frac{\widetilde{Z}}{\widetilde{X}}, \tag{20}$$

где $B_0 = \tau_0(\lambda_1 + \lambda_2 Z_0') + S(0)$; $\nu = \dfrac{J_1}{J_2}$;

$$S(X) = \frac{J}{J_1}\left\{2\tau_0 + 3\left(\widetilde{X} + \frac{1}{\nu}\right)(\tau_n - \tau_0) + 4f\left[\widetilde{X}^2 + \frac{2}{\nu}\widetilde{X} + \frac{2}{\nu^2}\right]A_2 + 5f\left[\widetilde{X}^3 + \frac{3}{\nu}\widetilde{X}^2 + \frac{6}{\nu^2}\widetilde{X} + \frac{6}{\nu^3}\right]A_3\right\};$$

$$J_2 = \frac{\partial J}{\partial Z'} = -\int_0^1 \sigma \widetilde{Z} dX \neq 0;\ J_1 = \frac{\partial J}{\partial Z} = \int_0^1 \left[\frac{\partial}{\partial Z}\left(\frac{m}{x_n - x_0}\right) - \widetilde{Z}\frac{\partial q_x}{\partial Z} + \widetilde{X}\frac{\partial q_z}{\partial Z} - q_x - \sigma \widetilde{Z}'\right] dX \neq 0.$$

Граничными условиями для функций, определяемых выражениями (19) и (20), являются:

- при X=0: $\widetilde{X} = \lambda_2$, $\widetilde{Z} = -\lambda_1$ (выполняются тождественно);
- при X=1: $\widetilde{X} = 1 + \lambda_2$, $\widetilde{Z} = Z_n - \lambda_1$, отсюда

$$Z_n = (1 + \lambda_2)\int_0^1 \frac{B_0 e^{\nu X} - S(X)}{\tau \widetilde{X}^2} dX - \frac{\lambda_1}{\lambda_2}, \tag{21}$$

$$Z_n' = \frac{B_0 e^{\nu} - S(1)}{\tau_n (1 + \lambda_2)} - \frac{\lambda_1}{\lambda_2}. \tag{22}$$

Из системы уравнений (21) и (22) находятся значения коэффициентов λ_1 и λ_2.

На первом шаге итерации необходимо задаться непрерывной и непрерывно дифференцируемой функцией Z(X), удовлетворяющей граничным условиям, например вида:

$$Z = Z_0' X + (3Z_n - 2Z_0' - Z_n')X^2 - (2Z_n - Z_0' - Z_n')X^3. \tag{23}$$

На последующих шагах итерации функция Z(X) определяется выражением (19).

Для схемы, изображенной на рис. 1, конкретные значения производных в крайних точках профиля поверхности сдвигов определяются зависимостями:

$$Z_0' = \mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_k}{2}\right) = \sqrt{1 + f_k^2} + f_k,$$

$$Z_n' = \mathrm{tg}\left(\theta + \frac{\varphi_k}{2} - \frac{\pi}{4}\right) = \frac{1 + f_k + \sqrt{1 + f_k^2} - m(1 - f_k + \sqrt{1 + f_k^2})}{m(1 + f_k + \sqrt{1 + f_k^2}) + 1 - f_k + \sqrt{1 + f_k^2}},$$

где θ – угол наклона образующей откоса к горизонтали; m=ctg θ – коэффициент заложения откоса.

Выводы

1. Учет граничных условий, накладывающих дополнительные ограничения на функцию, описывающую профиль поверхности обрушения, и соблюдение условий равновесия позволяют выявить скрытые запасы устойчивости в расчетах, выполненных распространенными методами, и получить более экономичное решение. Для рассмотренного тестового примера погрешность достигает 12%.

Скрытые запасы устойчивости и погрешности в сторону риска в расчетах, выполненных распространенными методами, содержатся также в вычислительных приемах. Они проявляются при малом числе разбиения тела обрушения на элементы, а также при поиске центра окружности, соответствующей минимуму запаса устойчивости. Для рассмотренного тестового примера такая погрешность составляет еще 11,8%.

При действии горизонтальных сил (фильтрационных, сейсмических) скрытые запасы устойчивости, а также погрешности в сторону риска в расчетах с применением распространенных методов могут только усугубляться.

2. При соблюдении условий предельного равновесия тела обрушения с учетом граничных условий распределение нормальных напряжений по поверхности обрушения мало влияет на меру запаса устойчивости грунтового массива – кривые предельных значений параметров прочности грунта для двух представленных законов распределения нормальных напряжений практически совпадают. Поэтому нет смысла уточнять это распределение.

3. Принимаемая в расчетах форма поверхности обрушения оказывает особенно существенное влияние на результат оценки устойчивости при связных грунтах.

4. Форма поверхности сдвигов существенно влияет также на соотношение компонент сил взаимодействия и элементов тела обрушения. Поэтому поиск опасной поверхности сдвигов необходимо осуществлять на основе применения вариационных принципов.

Литература

1. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения. Л.: Энергия, 1967. 460 с.
2. Основные положения расчетов устойчивости земляных откосов для составления межведомственного документа (по материалам межведомственной комиссии НТС Госстроя СССР). Л.: ВНИИГ, 1970. 63 с.
3. Федоров И.В. Методы расчета устойчивости склонов и откосов. М.: Госстройиздат, 1962. 317 с.
4. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. М.: ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1986. 123 с.
5. Бухарцев В.Н. Общий метод расчета устойчивости грунтовых откосов в рамках плоской задачи // Гидротехническое строительство. 1983. №11. С. 28-32.
6. Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н., Грошев М.Е., Олимпиев Д.Н. Устойчивость грунтовых откосов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1980. №1. С. 23-27.
7. Дорфман А. Г. Точное аналитическое решение новых задач теории устойчивости откосов // Вопросы геотехники: Труды ДИИТа. 1977. №26. С. 53-57.
8. Бухарцев В.Н. Оценка устойчивости грунтовых откосов вариационным методом // Гидротехническое строительство. 1988. №11. С. 44–47.
9. Тейлор Д. В. Основы механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1960. 598 с.
10. Fröhlich O.K. General theory of slopes // Geotechnique. 1955. Vol.5. №1. Pp. 37–44.
11. Krahn J. Stability Modeling with SLOPE/W. An engineering Methodology. First edition. Canada, 2004. 396 p.
12. Caquo A. Methode exaete pour le calcul de la rupture d′un massif pour dlissemtnt cylindrique // Geotechnique. 1955. Vol. 5. №1. Pp. 29–32.
13. Крей Г. Теория давления земли и сопротивления грунтов нагрузке. М.–Л.: Госстройиздат, 1932. 218 с.
14. Терцаги К. Теория механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1961. 507 с.
15. Можевитинов А.Л., Шинтемиров М. Общий метод расчета устойчивости земляных сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1970. Т. 92. С. 11–12.
16. Чугаев Р.Р. Расчет устойчивости земляных откосов и бетонных плотин на нескальном основании по методу круглоцилиндрических поверхностей обрушения. М.–Л.: Госэнергоиздат, 1963. 144 с.
17. Бухарцев В.Н. Расчетные методы для оценки устойчивости причальных сооружений // Труды СПбГТУ №502, Строительство. 2007. С. 291–296.
18. Бухарцев В.Н., Можевитинов А.Л. О коэффициентах безопасности в расчетах устойчивости сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1977. Т. 117. С. 14-18.

**Владимир Николаевич Бухарцев, Санкт-Петербург, Россия*
Тел. раб.: +7(812)297-59-88; эл. почта: gts.bu@cef.spbstu.ru

© Бухарцев В.Н., Нгуен Тхай Хоанг, 2012

Stability evaluation of slopes of earth dams with account of soil rheological properties

D.Sc., professor, chief of departement M.M. Mirsaidov*;
Ph.D., associate professor, vice-rector T.Z. Sultanov;
Ph.D., associate professor D.A. Khodzhaev,
Tashkent Institute of Irrigation and Melioration

Keywords: dynamic behavior; stress-strain state; earth dams; strength; stability; viscosity; creeping; accelerogram

1. Introduction

It is known that in evaluation of the strength of earth structures an account of non-linear, viscoelastic properties of material is of great importance.

At present an attention is paid to the design of earth dams and the main emphasis is placed on linear elastic design of a structure [1].

In published works, concerning dynamic design of earth dams, a model of elastic-plastic body is frequently used; according to this, soil behaves as a linear-elastic body till it is reaching some limit state [2-7].

The experience of earth dams engineering and current studies show that in development of the methods of such structures' design it is necessary to account rather complex conditions of earth dams operation, their real deformation, strength and stress properties of construction itself and its material under the different loads [8].

Materials of soil, widespread at the Republic of Uzbekistan, have rheological properties (that is stress-strain relation that depends on time) [6, 7, 9]. Viscoelastic properties of soil (creeping and relaxation) appear to different degree under static and dynamic effects [9-12]. Necessity to account viscoelastic properties of soil is actual in the design and engineering of earth structures, earth dams particularly located in the zones with high seismic risk, where the structure is subjected to the intensive dynamic loads, especially in resonant and near-resonant modes of vibrations [13, 14]. At such modes of vibrations viscoelastic properties of a material due to dissipative (absorbing) properties damp undesirable vibrations of a structure.

The study of dissipative properties of structures is rather complex problem even for linear mechanical systems, as to evaluate dissipative properties of a structure it is necessary to investigate natural, steady and unsteady vibrations of a structure with account of internal friction in material. The difficulty of such solution consists, firstly, in the absence of models which more or less could correctly describe the phenomenon of the internal friction in the material. Secondly, the solution of the problem with account of known models leads to a number of problems and hardly realized even with modern PC due to the lack of computational methods and algorithms, satisfying the requirements. So, in dynamic design of concrete structures the models made by Foight, Maxwell, Kelvin, E.S. Sorokin and others are used to account the dissipative properties of material [3, 4, 12, 15].

In [16] study of non-linear dynamic processes in a dam the model is used, where dissipative components are taken directly proportional to the elements of the matrix of hardness and mass.

The behavior of concrete structures using hereditary theory of viscoelasticity in conditions of dynamic loading is less studied [7, 13]. Almost all publications connected with dynamic problems of hereditary theory of viscoelasticity are devoted to the design of (linear and geometrically non-linear) thin-walled structures: beams, plates and shells [17, 18].

The scheme of the solution of dynamic problems in viscoelasticity for thin-walled structures is a standard one, that is, by some approximate method (for example, Bubnov-Galerkin method) finding coordinate function satisfying boundary conditions, initial problem is reduced to the problem of vibrations of the system with finite number of degrees of freedom, that is to the system of linear or non-linear integral-differential equations with one independent variable of time [17, 18]. As a rule, here trigonometric or beam functions are used as coordinate functions. Such choice of coordinate functions restricts the class of solved problems by the structures with the simplest configurations – beams with constant section, rectangular plates, cylinder shells [17, 18]. The authors, assuming a number of inaccuracies in a

selection of coordinate functions, try to increase the accuracy in solving the system of integral-differential equations. However, it is impossible for structures with real geometry to pick out analytical coordinate functions, satisfying boundary conditions of the problem,

In [13, 14] the natural vibrations of a certain structure, calculated by the method of finite elements are used as coordinate functions; they allow to account both the real geometry and the conditions of structure operation. Forced vibrations of some types of the earth structures were studied and the effect of viscoelastic properties of material on the amplitude of structure vibration at a resonant mode was assessed.

It is known, that considerable change in behavior of the earth structures is possible under the effect of mean intensity, when viscoelastic properties of soil are seen even at small deformations [12, 19-21].

In study [22] rheological properties of soil are studied to determine its viscosity depending on stress value and to obtain information on the effect of viscosity of material in evaluation of landslides hazards.

In study [23] a mathematical model was worked out and the methods were offered to assess stress-strain state of viscoelastic water-saturated foundations of structures after the termination of the observed process of filtration consolidation. Calculation of the structure settlement was done with account of viscoelastic properties of foundation material.

A neglect of viscoelastic properties of material in design and projecting of particularly important structures, such as earth dams, may lead to the incorrect assessment of their strength. To predict some geological damage in soils a viscoelastic dynamic model of soil was offered and a new equation was written, which accounts viscous-plastic properties of soil [24].

In [25] a numeric model was offered to study rock mass, quickly moving down inclined area. In this model rheological properties of soil are considered; they allow selecting the multiple rheological correlations, the change in the rheology of flow with time, anisotropic distribution of stress, etc. Reliability of such model was proved by solution of different comparable examples.

The review of publications given above shows that the problem of account of soil inelastic properties in dynamic design of structures and mechanical effects appearing in them under different effects was not widely studied and described in literature.

2. Mathematical statement, method and algorithm of the problem solution

2.1. Statement of the problem

In statement of the dynamic problem of forced vibrations of the earth structure (Fig.1), consisting of deformable bodies with volume $V = V_1 +,...,+V_5$, operating in conditions of plane deformation, it is taken, that the foundation of structure Σ_u is subjected to arbitrary kinematic effect $\vec{u}_0(x_1, x_2, t)$. On the surface S_p hydrostatic pressure of water $\vec{p}_c(x_1, x_2)$ is applied, the rest part of the surface is free from stresses. The structure presents massive body, so mass forces $\vec{f}$ are taken into consideration in design. Material of different parts of a structure is considered to be linear elastic and viscoelastic. On the borders of division of displacements the components of the tensor of stresses are continuous.

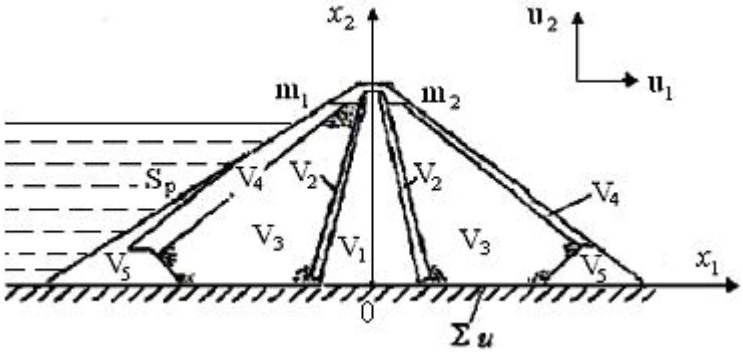


Figure 1. Design model of structure

The problem consists in determination of the fields of displacements and stresses in a structure (Fig. 1), with account of mass forces $\vec{f}$, water pressure $\vec{p}_c(x_1, x_2)$ and kinematic effect in the foundation $\vec{u}_0(x_1, x_2, t)$.

The principle of possible displacements is used in the statement of the problem; according to it, the sum of works of all active forces, including inertia forces, on possible displacements equals to zero:

$$\delta A = -\int_V \sigma_{ij}\,\delta\varepsilon_{ij}\,dV - \int_V \rho_n \ddot{\vec{u}}\,\delta\vec{u}\,dV + \int_V \vec{f}\,\delta\vec{u}\,dV + \int_{S_P} \vec{p}_c\,\delta\vec{u}\,dS = 0\,. \tag{1}$$

Here $\vec{u}$, ε_{ij}, σ_{ij} – vector of displacements and components of tensors of strains and stresses respectively; $\delta\vec{u}$, $\delta\varepsilon_{ij}$ – isochronic variations of displacements and strains; ρ_n – density of material of the elements of a structure $\vec{f}$ – vector of mass forces; $\vec{p}_c$ – hydrostatic pressure of water.

To describe the properties of viscoelastic material Boltsmann-Volterra's linear hereditary model is used [26]

$$\sigma_{ij} = \sigma\delta_{ij} = 2G_n\left[\left(\varepsilon_{ij}(t) - \frac{\theta(t)}{3}\delta_{ij}\right) - \int_0^t R_n(t-\tau)\left(\varepsilon_{ij}(\tau) - \frac{\theta(\tau)}{3}\delta_{ij}\right)d\tau\right].$$

$$\sigma = K_n\theta, \sigma = \frac{1}{3}\sigma_{kk}, \theta = \varepsilon_{kk},\ i, j, k = 1,2\,. \tag{2}$$

In (2) the following designations are used: K_n, G_n – instantaneous volume and shear modulus of elasticity; R_n – relaxation kernel to account viscous properties of material; δ_{ij} – Kronekker's symbol; θ – volume deformation. Where an index $n = 1,...,5$ refers to corresponding volume V_n.

Connection of strain with the components of displacement is described by linear Cauchy's relations

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right),\ i, j = 1,2\,. \tag{3}$$

Kinematic conditions in the foundation are given in the form

$$\vec{x} \in \Sigma_0:\ \vec{u}_0(\vec{x}, t) = \vec{\psi}_1(t)\,, \tag{4}$$

and boundary conditions at $t = 0$:

$$\vec{x} \in V:\ \vec{u}(\vec{x}, 0) = \vec{\psi}_2(\vec{x});\ \dot{\vec{u}}(\vec{x}, 0) = \vec{\psi}_3(\vec{x})\,, \tag{5}$$

where $\vec{\psi}_1$ – is a given function of time; $\vec{\psi}_2, \vec{\psi}_3$ – given functions of coordinates.

Vector of displacements has two components $\vec{u} = \{u_1, u_2\}$ in the system of coordinates $\vec{x} = \{x_1, x_2\}$.

So, general variation problem of forced vibrations consists in determination of the fields of displacements $\vec{u}(\vec{x}, t)$ and stresses $\sigma_{ij}(\vec{x}, t)$ of deformable structure (Fig.1), satisfying the equations (1)-(3), with account of mass forces $\vec{f}$, hydrostatic pressure of water $\vec{p}_c$, kinematic and initial conditions (4), (5) at any possible displacement $\delta\vec{u}$.

2.2. Method and algorithm of solution of the problem

Solution of variation problem (1)-(5) is found in the following form [13]:

$$\vec{u}(\vec{x},t)=\vec{u}_o(\vec{x},t)+u^*(\vec{x},t). \tag{6}$$

Here $\vec{u}^*(\vec{x},t)$ – a vector of detected displacements.

The use of the method of finite elements [7, 27] brings discussed problem to the solution of the system of linear integral differential equations of N-order

$$[M]\{\ddot{u}(t)\}+[C]\{\dot{u}(t)\}+[K]\{u(t)\}=\{F\}+\{f(t)\}+\int_0^t \Gamma(t-\tau)[K]\{u(\tau)\}d\tau \tag{7}$$

with initial conditions

$$\{u(0)\}=\{u_0\},\ \{\dot{u}(0)\}=\{v_0\}. \tag{8}$$

Here matrices $[M]$, $[K]$ are matrices of mass and rigidity of the whole structure; $[C]$ – matrix of dissipation, if friction in material is also taken into consideration; $\{u(t)\}$ – vector of detected amplitudes of displacements; $\{f(t)\}$ – vector of external load from kinematic effect; $\{F\}$ – summed vector of external loads (mass forces, hydrostatic pressure of water and other).

Equation (7) with given initial conditions (8) is solved by the method of direct integration with step-by-step numeric Newmark's method [7, 27], adapted to the solution of the system of integral-differential equations.

Using Newmark's method, the system of integral-differential equations may by reduced to algebraic system of equations

$$[A]\{u_{i+1}\}=\{R_{i+1}\}, \tag{9}$$

where

$$[A]=[K]+\frac{1}{\alpha\Delta t^2}[M]+\frac{\beta}{\alpha\Delta t}[C]. \tag{10}$$

Here the right part of equation (9) would be:

$$\begin{aligned}\{R_{i+1}\}&=\{f(t_{i+1})\}+\{F\}+[M]\left(\frac{1}{\alpha\Delta t^2}\{u_i\}+\frac{1}{\alpha\Delta t}\{\dot{u}_i\}+\left(\frac{1}{2\alpha}-1\right)\{\ddot{u}_i\}\right)+\\&+[C]\left(\frac{\beta}{\alpha\Delta t}\{u_i\}+\left(\frac{\beta}{\alpha}-1\right)\{\dot{u}_i\}+\frac{\Delta t}{2}\left(\frac{\beta}{\alpha}-2\right)\{\ddot{u}_i\}\right)+\int_0^{t_{i+1}}R(t-\tau)[K]\{u_i\}d\tau\end{aligned}. \tag{11}$$

Newmark's method is absolutely stable, if $\beta\geq 0.5,\ \alpha\geq 0{,}25(\beta+0{,}5)^2$.

So, the solution of the system of integral-differential equations (7) with initial conditions (8) consists in the following:

Initial conditions $\{u_0\},\{\dot{u}_0\},\ \{\ddot{u}_0\}=0$ are given.

The system of algebraic equations (9) and (10) is formed; the right part (11) contains integral items, which describe viscous properties of a material, dependent on reached stressed state of a system.

Singularity of the algorithm is the fact, that the integrals, entering the expression (11), are computed from the beginning of the process, while on each step the integrals are defined within the limits from t_i till t_{i+1}. Here a full value of integral items at the moment of time t_{i+1} is obtained as a result of summing up of saved on previous step value with the value of integral, obtained on the last stage with integration limits from t_i till t_{i+1}.

To realize above discussed problems and algorithms, PC programs were worked out, proved by patents of State Patent Department of the Republic of Uzbekistan (No. DGU 01537, 19.06.2008 and No. DGU 02137, 31.01.2011).

2.3. Test example

To confirm reliability of worked out algorithms and design programs, Newmark's method was used for solving the integral differential equations

$$\ddot{y}(t)+\omega^2\left[y(t)-\int_0^t R(t-\tau)y(\tau)d\tau\right]=f(t) \tag{12}$$

at initial conditions

$$y(0)=1,\ \dot{y}(0)=-\beta \tag{13}$$

and initial data

$$R(t)=Ae^{-\beta t}\cdot t^{\alpha-1},$$

$$f(t)=\left[\beta^2+\omega^2-\frac{A\omega^2 t^{\alpha}}{\alpha}\right]e^{-\beta t}, \tag{14}$$

$$A=0{,}01;\ \alpha=0{,}25;\ \omega=2\pi;\ \beta=0{,}05$$

Equation (12) at initial conditions (13) has an exact solution [17]: $y=e^{-\beta t}$.

Table 1 gives results of exact solution [17] of equations (12) with initial conditions (13) and solutions, obtained with worked out algorithm at different values of *t*.

Table 1. Comparison of approximate solution with exact one

Time, t, sec	0,4	1,2	2,0	4,0	8,0	12,0	16,0	20,0	24,0	28,0
Solution by Newmark's method	0,972	0,926	0,887	0,800	0,654	0,535	0,439	0,361	0,297	0,245
Exact solution	0,980	0,941	0,904	0,818	0,670	0,548	0,449	0,367	0,301	0,246

2.4. An assessment of strength

An assessment of strength in each point of the structure is performed according to the value of coefficient of safety factor *K* [28, 29], defined by the formula

$$K=\frac{0{,}5(\sigma_{11}+\sigma_{22})\sin\varphi+C\cdot\cos\varphi}{0{,}5\sqrt{(\sigma_{11}+\sigma_{22})^2+4\sigma_{12}^2}}. \tag{15}$$

Here σ_{ij} – full (static and dynamic) stresses in the point ($i,j=1,2$); φ, *C* – an angle of internal friction and coefficient of soil cohesion, respectively.

Complete pattern of distribution of values of coefficient *K* along the whole structure, including slope zones of a dam, permits to state the presence, dimensions and location of zones, where one of three following conditions is satisfied:

- *K*>1 – in this part of a structure soil will possess safety factor, that is the structure is in pre-limit state;
- *K*=1 – soil is in condition of limit balance;
- *K*<1 – soil strength in this area is damaged and zone of instability is formed.

The values of coefficient of strength *K* with known stressed state in different points of soil mass, permit to perform unique checkout of limit state and to determine the location of sliding areas.

3. Results of the study

Dynamic behavior and stress-strain state of several models of earth dams with heights from 70 m up to 296 m were studied with account of their constructive features. Here for different parts of a dam corresponding elastic and viscoelastic properties of soil were taken into consideration.

To describe viscoelastic properties of soil three-parametric kernels (14) of relaxation [30] were used with parameters (A, α, β), determined from creep curves [10, 11] of soils according to methods [31]. The values of kernel parameters (A, α, β) determined for different soils, are given in [7].

3.1. Steady forced vibrations

Study of steady forced vibrations of the model of Zaamin earth dam with height *H*=73m with account of viscoelastic properties of soil was performed on periodic kinematic effect

$$\vec{x} \in \Sigma_u : \begin{matrix} u_0(t) = A\exp(-ipt) \\ \mathrm{v}_0(t) = B\exp(-ipt) \end{matrix}. \tag{16}$$

In constructive relation this dam has a reflecting screen made of loamy soils, located parallel to upper pressure face. Coefficients of laying of slopes are: upper one m_1=2.5 and lower one m_2=2.0.

Mechanical characteristics (*E* – elasticity modulus, μ – Poisson's coefficient, γ – specific weight) of material: for support prisms from gravel-pebble soil – E=3.06·10^5 t f/m^2, μ=0.3, γ=2.1 t f/m^3, φ=37^0; for reflecting screen from loamy soil – E=2.4·10^5 t f/m^2, μ=0.25, γ=1.7 t f/m^3, φ=24^0. Averaged coefficient of soil cohesion is *C*=1.9 t f/m^2 (t f/m^2 – ton force on quadratic meter, t f/m^3 – ton force on cubic meter).

Steady forced vibrations of earth dam were studied under external periodic effects. Here for certain points of a dam amplitude-frequency characteristics were built for displacements *u*, *v* and stress components $\sigma_{11,}, \sigma_{22}, \sigma_{12}$ at different frequencies "*p*" of kinematic effect (16) with correlation A/B=2.0 in frequency range from 5 to 60 rad/sec. In vicinity of assumed viscoelastic resonance, frequency step "*p*" was 2-3 times less.

As an example amplitude-frequency characteristics for horizontal *u* (——) and vertical *v* (- – – –) displacements are shown in Fig. 2a, and for horizontal normal stresses (——) – σ_{11}, vertical normal stresses (-----) – σ_{22} (Fig. 2b) for the point of a dam A with coordinates x_1=-40.1m, x_2=41.7m.

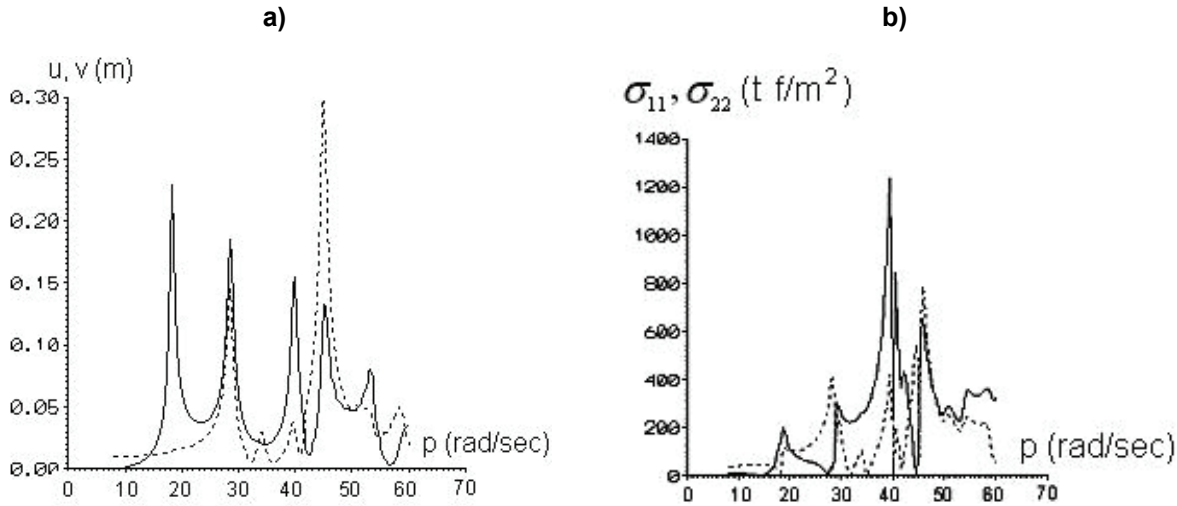


Figure 2. Amplitude-frequency characteristics of displacements and components of stresses of the point A of a dam

An analysis of results revealed domination of the amplitude of horizontal vibrations at the first resonance frequency. At other resonant frequencies the amplitude of horizontal displacements significantly decreased. The greatest value of vertical displacements, on the contrary, appears at the fifth frequency. This confirms the fact that the first mode of structure vibration presents shifting with domination of horizontal displacements, while in other higher modes horizontal displacements are decreasing and are substituted by vertical ones.

Results of analysis show that the greatest amplitudes of stresses for many parts of a dam occur at coincidence of frequency of kinematic effect *p* with own frequency of a dense specter, in the range $\omega_4 \div \omega_6$. In correlation of the modes of vibration with similar frequencies a single peak is formed with the greatest amplitudes; so for this dam the most dangerous is the value of frequency of external effect in the range between ω_4 and ω_6.

3.2. Unsteady forced vibrations

Dynamic behavior of the model of Nurek earth dam (*H*=296 m) was studied, with constructive solution shown in Fig.1, with account of elastic and viscoelastic properties of soil under different non-stationary kinematic effects in the form of acceleration of a foundation: at horizontal and vertical directions on rectangular impulse with duration 0.09-0.2 sec, with amplitude 30-500 cm/sec^2; at the record of actual registered accelerogram of Gazli earthquake with duration 9 sec [32]. This dam is the highest one among earth structures, built in zones with high seismicity (magnitude 9). The dam has almost symmetrical profile and very steep slopes: upper one – m_1=2.25 and lower one – m_2=2.2. Mechanical characteristics of the material for support prisms – E=3.06·10^5 t f/m^2, μ=0.3, γ=2.2 t f/m^3; for the kernel – E=2.4·10^5 t f/m^2, μ=0.25, γ=2.33 t f/m^3.

In solution of this problem initial conditions were homogeneous. An analysis of stress-strain state of different points of a dam under the effect of accelerogram shows that for the parts located higher than 200 m and in slope zones of a dam, tensile dynamic stresses are greater than compressive ones (that is soil is working on tension). Evidently, this is explained by the value of acting acceleration: at the moment t=8.423 sec its value in the record of accelerogram goes up to 1.3*g* (*g*=9.81m/sec^2).

In Fig. 3 distribution of isolines of basic stresses σ_1 under the effect of accelerogram of ground motion at the moment t=8.439 sec is shown.

An analysis of obtained isolines of equal levels of main stresses shows that the greatest tensile stresses (σ_1) occur in the middle of upper slope of a dam. In upper part of a kernel and in the middle of upper and lower slopes there appear the areas with sufficiently large values of maximal tangential stresses ($\tau_{\max}$). The greatest values of tensile stresses (σ_2) appear in a lower part of a kernel and in lower part of lower slope. In some sections of upper slope there appear sufficiently large maximal tengential stresses, undesireable in earth dams. The presence in a dam of sections (Fig. 3) with large tensile stresses σ_1 exceeding the values of negative (tensile stresses) σ_1, appearing under static effects (under the action of own weight), may lead to a damage of stability of these sections.

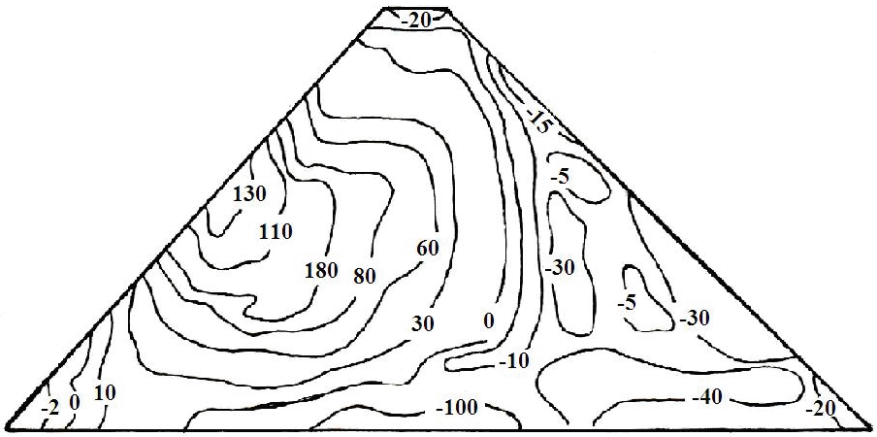


Figure 3. Distribution of isolines of main stress σ_1 (t f/m^2) in the section of a dam at *t*=8.439 sec under the effect of accelerogram

Stress-strain state of the model of Ghissarak earth dam (*H*=138 m) was studied with account of elastic and viscous-plastic properties of soil, heterogeneity and own weight of a structure under the effect of horizontal rectangular impulse of acceleration with amplitude 200 cm/sec^2. The dam has the slopes: upper one – m_1=2.2 and lower one – m_2=1.9. Mechanical characteristics of material are: for support prisms – E=3.6·10^5 t f/m^2, μ=0.26, γ=1.90 t f/m^3; for kernel – E=2.4·10^5 t f/m^2, μ=0.35, γ=1.7 t f/m^3.

Distribution of isolines of coefficient of safety strength *K* is shown in Fig.4 in the section of Ghissarak dam, obtained with account of heterogeniety, own weight and under the effect of horizontal rectangular impulse of acceleration.

An analysis of the study permits to reveal unstable zones (from a strength point of view) in a dam. Investigation results of stress-strain state of Ghissarak dam show considerable change in vertical stresses and the intensity of stresses, which lead to an occurrence of an arch effect. The occurrence of arch effect in cross section of a dam on the contact of a kernel with transient zones and prisms under kinematic effect (expressed in sharp drop of stresses in a kernel and their increase in transient zones) is explained by the difference of deformability of materials of loamy sand of a kernel and support prisms. Such phenomena may lead to probable damage of monolithic character of a dam with formation of through cross fractures inside and longitudinal fractures on the crest of a kernel.

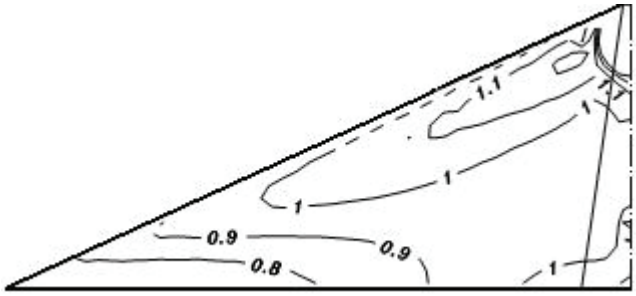


Figure 4. Distribution of isolines of coefficient of safety strength *K* in a section of support prism of heterogeneous Ghissarak dam

An analysis of obtained distribution of coefficient of safety strength shows that at given constructive solutions of a structure, namely, at flat slopes the value of coefficient *K* is more than 1, which points on stability of slopes along the height of a structure, if stress-strain state was formed under own weight only. Inertia forces, appearing in a structure under horizontal seismic effect, form considerable additional stress state in a structure. Due to it the strength on certain sections of a dam is damaged (Fig.4), in particular, in lower part of upper support prism from slope zones inside the depth of a dam, where the value of coefficient of safety strength is *K*<1, that is unstable (from the point of view of strength) zone is seen.

4. Conclusion

1. Numeric model, algorithm and program of dynamic design of earth dams on PC were worked out with the use of Boltsmann-Volterra linear hereditary theory and Rjanitsin's kernel of relaxation with account of heterogeneity of structure.
2. Reliability of worked out algorithms and design programs was proved by solution of test problems.
3. According to results obtained one may draw the following conclusions:
   - under dynamic effects with different frequencies the greatest horizontal displacement is observed at the first, and vertical – at higher resonance frequencies;
   - the greatest amplitudes of stresses in the body of a dam appear at coincidence of the frequencies of external effects with natural frequencies of a dense specter from ω_4 to ω_6;
   - long-term dynamic effect leads with time to occurrence of dangerous tensile stresses in certain zones of a dam; an account of viscosity – to gradual damping of vibrations with time;
   - maximal values of normal and tangential stresses under short-term kinematic effect are reached in different points of a dam: vertical ones – in the foundation, horizontal – on slopes, tangential – in upper part of a kernel;
   - stress-strain state of a structure is subjected not only to intensity of acceleration, but in a greater degree to its frequency specter and duration of the effect;
   - an account of heterogeneity of a structure leads to strengthening of arch effect in kernel zone, characteristic for vertical stresses; this is due to the difference of deformation properties of soils of a kernel and prisms;
   - under strong ground motions (Gazli earthquake) in the most parts of earth dams there appear great tensile dynamic stresses.

References

1. Mirsaidov M.M. *Problemy mekhaniki.* 2010. №2. Pp. 12-16. (rus)
2. Didukh B.I. *Dinamika sploshnykh sred v raschetakh gidrotekhnicheskikh* sooruzheniy [Dynamics of Solids in Design of Hydrotechnical structures]. Moscow.:Energiya, 1976. 391 p. (rus)
3. Krasnikov N.D. *Seysmostoykost gidrotekhnicheskikh sooruzheniy iz gruntovykh materialov* [Seismic Stability of Hydro-technical Structures from Soil Materials]. Moscow: Energoizdat, 1981. 240 p. (rus)
4. Lyakhter B.M., Ivashchenko I.N. *Seysmostoykost gruntovykh plotin* [Seismic Stability of Earth Dams]. Moscow: Nauka, 1986. 233 p. (rus)
5. Salyamova K.D. *Problemy mekhaniki.* 2003. №4. Pp. 12-15. (rus)
6. Mirsaidov M.M., Godovannikov A.M. *Seysmostoykost sooruzheniy* [Seismic Stability of Structures]. Tashkent: Uzbekistan, 2008. 220 p. (rus)
7. Mirsaidov M.M. *Teoriya i metody rascheta gruntovykh sooruzheniy na prochnost i seysmostoykost*.[Theory and Methods of Design of Earth Structures on Strength and Seismic Stability]. Tashkent: FAN, 2010. 312 p. (rus)
8. Mirsaidov M.M., Rumi D.F. *Vestnik Tashkentskogo instituta inzhenerov transporta*. 2007. №3-4. Pp. 41-48. (rus)
9. Shirinkulov T.Sh., Zaretsky Yu.K. *Polzuchest i konsolidatsiya gruntov* [Creeping and Consolidation of Soils]. Tashkent: Fan, 1986. 302 p. (rus)
10. Vyalov S.S. *Reologicheskiye osnovy mekhaniki gruntov* [Rheological Basis of the Mechanics of Soil]. Moscow: Vysshaya shkola, 1978. 447 p. (rus)
11. Meschyan S.R. *Mekhanicheskiye svoystva gruntov i laboratornyye metody ikh opredeleniya* [Mechanical Characteristics of Soils and Laboratory Methods of Their determination]. Moscow: Nedra, 1974. 192 p. (rus)
12. Krasnikov N.D. *Dinamicheskiye svoystva gruntov i metod ikh opredeleniya* [Dynamic properties of Soils and the Method of Their Determination]. Leninrad: Stroyizdat, 1970. 239 p. (rus)
13. Mirsaidov M.M., Troyanovskiy E.I. *Dinamika neodnorodnykh sistem s uchetom vnutrenney dissipatsii i volnovogo unosa energii* [Dynamics of Inhomogeneous Systems with Account of Internal Dissipation and Wave Transfer of Energy]. Tashkent: FAN, 1990. 108 p. (rus)
14. Mirsaidov M.M. Seismic stability of different earth dams. (2011). *6th International Conference on Dam Engineering.* 15-17 February 2011. LNEC. Lisbon, Portugal. Pp.787-798.
15. Potapov A.N. *Metod vremennogo analiza reaktsii diskretnykh dissipativnykh sistem v zadachakh stroitelnoy mekhaniki* [Method of temporal Analysis of Reaction of Descrete Dissipative Systems in Problems of Engineering Mechanics]. Ph.D. dissertation. Chelyabinskк, 2003. 261 p. (rus)
16. Xiong B.-L., Wang X.-L., Lu Ch.-J. Dynamic Reaction Analysis of Tailing Dams Under Earthquake. *Advances in Environmental Geotechnics*. 2010. No.6. Pp. 697-701.
17. Badalov F.B. *Metody resheniya integralnykh i integrodifferentsialnykh uravneniy nasledstvennoy teorii vyazkouprugosti* [Methods of Solution of Integral and Integral-Differential Equations of Hereditary Theory of Viscous-Elastisity]. Tashkent: Mekhnat, 1987. 269 p. (rus)
18. Abdikarimov R.A., Eshmatov Kh. et al.. *Magazine of Civil Engineering*. 2011. № 3. Pp. 59-70. (rus)
19. Sultanov K.S., Khusanov B.E. *Problemy mekhaniki.* 2004. №5-6. Pp. 27-31. (rus)
20. Khusanov B.E. *Doklady AN RUz.* 2004. №2. Pp. 35-40. (rus)
21. Bauer E., Fu Z.Z., Liu S. Constitutive Modeling of Rheological Properties of Materials for Rockfill Dams. *6th International Conference on Dam Engineering.* 15-17 February 2011. LNEC. Lisbon, Portugal. Pp. 1-14.
22. Bisantino T., Fischer P., Gentile F. Rheological characteristics of debris-flow material in South-Gargano watersheds. *Natural Hazards*. 2010. №54(2). Pp. 209-223.
23. Emelyanova T.V. *Matematicheskoye modelirovaniye napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya vyazkouprugikh vodonasyshchennykh osnovaniy* [Mathematical Modeling of Stress-Strain State of Viscous-elastic Water Saturated Foundations]. Ph.D. dissertation. Tyumen, 2009. 162 p. (rus)

24. Hu H., Gu H., Yu D. The Research on Dynamic Rheological Mechanical Response and Rheological Dynamic Model of Geological Disaster of Soft Rock-Soil. *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation.* 2008. Part 4. Pp. 359-366.

25. Hungr O. Numerical modeling of the motion of rapid, flow-like landslides for hazard assessment. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2009. №13(4). Pp. 281-287.

26. Ilyushin A.A., Pobedrya B.E. *Osnovy matematicheskoy teorii termo-vyazkouprugosti* [Basis of Mathematical Theory of Thermal-viscous-elastisity]. Moscow: Nauka, 1970. 280 p. (rus)

27. Bate K., Wilson E. *Chislennyye metody analiza i MKE* [*Numeric Methods of Analysis and the Method of Finite Elements*]. Moscow: Stroyizdat, 1982. 448 p. (rus)

28. Tsitovich N.A., Ter-Martirosyan Z.G. *Osnovy prikladnoy geomekhaniki v stroitelstve* [Grounds of Applied Geomechanics in Engineering]. Moscow: Vysshaya shkola, 1981. 317 p. (rus)

29. Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z., Rumi D.F. *Materialy Mezhdunarodnoy nauchno-tekhnicheskoy konferentsii, posvyashchennoy 70-letiyu akademika T.Sh.Shirinkulova* [Proc. Of International scientific-technical conference, devoted to academician T.Sh.Shirinkulov's seventieth anniversary]. Samarkand, 2007. Vol. 4. Pp. 38-44. (rus)

30. Rzhanitsyn A.R. *Teoriya polzuchesti* [Theory of Creeping]. Moscow: Stroyizdat, 1968. 416 p. (rus)

31. Koltunov M.A. *Polzuchest i relaksatsiya* [Creeping and Relaxation]. Moscow: Visshaya shkola, 1976. 277 p. (rus)

32. Shteynberg V.V., Pletnev K.T., Grayzer V.M. *Seysmostoykoye stroitelstvo.* 1977. №1. Pp. 45-61. (rus)

**Mirziyod Mirsaidov, Tashkent, Uzbekistan*

+998(71)237-09-81; e-mail: theormir@mail.ru, utmn@tps.uz

© Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z., Khodzhaev T.A., 2012

Учет влияния неопределенных факторов при определении гидродинамического давления на плотину

К.т.н., ведущий научный сотрудник Б.Д. Кауфман*,
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева»

Ключевые слова: плотина; основание; сейсмическое воздействие; гидродинамическое давление; неопределенные факторы; теория вероятностей; теория возможностей

Динамическое давление воды на плотину при землетрясении зависит от ряда факторов, среди которых значительную роль играет поглощение энергии колебаний дном водохранилища. Однако определение параметра поглощения связано с большими трудностями, т.к. на его величину оказывают большое влияние не только характеристики материала дна, но и находящиеся на нем наносы, ил, мусор и т.п., что делает эту характеристику существенно неопределенной.

Задача об оценке гидродинамического давления, действующего на напорную грань плотины при колебаниях основания сооружения, была решена Вестергардом [1] в 1931 г. в связи с проектированием плотин в сейсмически активных районах. Расчетная схема Вестергарда приведена на рис. 1.

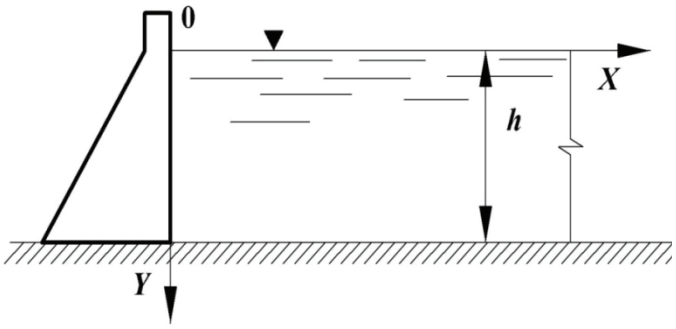


Рисунок 1. Расчетная схема Вестергарда

Постановка задачи при гармонических колебаниях

Рассматривалась плоская задача гидромеханики для полубесконечного слоя жидкости конечной глубины; вода считалась невязкой сжимаемой жидкостью; волнообразование на свободной поверхности не учитывалось; жесткая плотина с вертикальной напорной гранью совершала горизонтальные поступательные гармонические колебания; исследовались малые колебания системы.

При принятых допущениях потенциал скоростей движения жидкости $\Phi(x, y, t)$ должен удовлетворять волновому уравнению, которое в случае плоской задачи имеет вид:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = \frac{1}{c_0^2} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2}. \quad (1)$$

Граничные условия задачи:

- на свободной поверхности

$$y = 0: \quad \frac{\partial \Phi}{\partial y} = 0; \quad (2)$$

- на дне бассейна

$$y = h: \quad \frac{\partial \Phi}{\partial y} = 0; \quad (3)$$

- на линии контакта стенки и жидкости

$$x = 0: \quad \frac{\partial \Phi}{\partial x} = v(t), \tag{4}$$

где $v(t)$ – заданная скорость движения стенки;
при $x \to \infty$ должно выполняться условие:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = 0. \tag{5}$$

Начальные условия, как обычно в задачах сейсмостойкости, считаются нулевыми: $f(x,y,0) = \Phi(x,y,0)$. Гидродинамическое давление на плотину выражается через потенциал скоростей при помощи линеаризованного интеграла Коши-Лагранжа, т.е.

$$p(x,y,t) = \rho_0 \Phi(x,y,t). \tag{6}$$

В случае гармонических колебаний

$$v(t) = v_0 \exp i\omega t, \tag{7}$$

$$\Phi(x,y,t) = \varphi(x,y) \exp i\omega t, \tag{8}$$

где v_0 – интенсивность динамического воздействия.

При этом волновое уравнение (1) переходит в уравнение Гельмгольца относительно φ (x,y), решение которого можно получить методом разделения переменных:

$$\varphi(x,y) = \sum\nolimits_{n=1,3\ldots}^{\infty} A_n Y_n(y) X_n(x), \tag{9}$$

где

$$Y_n(y) = \sin \nu_n \frac{y}{h}; \quad \nu_n = \frac{n\pi}{2} (n = 1,3\ldots). \tag{10}$$

Это решение имеет вид:

$$\begin{aligned} &\Phi(x,y,t) = \varphi(x,y) \exp i\omega t = \\ &= i \sum\nolimits_{n=1,3\ldots}^{N} A_n'' Y_n(y) \exp i \left\{ \omega t - \left[\left(\frac{\omega h}{c_0} - \nu_n^2 \right) \right]^{1/2} \frac{x}{h} \right\} + , \\ &+ \sum\nolimits_{n=N}^{\infty} A_n' Y_n(y) \exp \left\{ i\omega t - \left[\nu_n^2 - \left(\frac{\omega h}{c_0} \right)^2 \right]^{1/2} \frac{x}{h} \right\} \end{aligned} \tag{11}$$

где

$$A_n = A_n' = -\frac{2\nu_0 h}{\nu_n} \left[\nu_n^2 - \left(\frac{\omega h}{c_0} \right)^2 \right]^{-1/2}, \tag{12}$$

$$A_n = A_n'' = -\frac{2\nu_0 h}{\nu_n} \left[\left(\frac{\omega h}{c_0} \right)^2 - \nu_n^2 \right]^{-1/2}. \tag{13}$$

Здесь под N понимается то значение n, начиная с которого будет выполняться соотношение $\omega h / c_0 < \nu_n$.

Выражение (11) справедливо во всем частотном диапазоне за исключением точек

$$\omega_n = \frac{n\pi}{2}\frac{c_0}{h}; \quad T_n = \frac{4h}{c_0 n}(n = 1,3\ldots), \tag{14}$$

которые являются собственными частотами (периодами) полубесконечного объема жидкости. При приближении преобладающей частоты сейсмического воздействия к одной из этих собственных частот имеет место явление акустического резонанса: гидродинамическое давление неограниченно возрастает и решение уравнения (11) малых колебаний жидкости (1) теряет смысл. Из формулы (14) видно, что при преобладающих периодах сейсмических колебаний T = 0.1-0.5 с. (характерных для скальных грунтов) акустический резонанс наступает при глубинах h = 0.25 $c_0 T \approx 40 \div 200\ м$ обычных для современного плотиностроения [2].

Вслед за решением Вестергарда появилось множество работ, в которых учитывались различные новые факторы: ограниченность бассейна, нестационарность колебаний, волнообразование на свободной поверхности, влияние неровности дна и т.д. Обзор этих исследований приведен в работах [3,4]. Однако вопрос об определении гидродинамического давления в резонансных зонах долго оставался открытым, так как потери энергии в системе при решении задачи не учитывались. Таким образом, ошибочные рекомендации по определению гидродинамического давления на плотины в конце 60-х годов прошлого столетия имели место как в научной, так и в справочной литературе [5].

Натурные исследования, проведенные в Японии в 1958-65 гг. Т. Хатано [6] и Т. Такахаши [7], не обнаружили резонансного увеличения гидродинамического давления. По результатам этих работ Т. Хатано высказал предположение, что причиной отсутствия акустического резонанса является значительное поглощение волн давления дном водохранилища, в то время как решение Вестергарда получено исходя из гипотезы их полного отражения, чему соответствует граничное условие (3). Это условие, как известно, точно выполняется лишь в предельном случае, когда отношение акустического сопротивления материала дна и воды $q = \frac{\rho_1 c_1}{\rho_0 c_0} \to \infty$.

Свое предположение Т. Хатано подтвердил, проведя ряд опытов в стальном баке, наполненном водой, в котором при помощи поршня возбуждались колебания [6]. При частоте колебаний поршня, равной первой собственной частоте объема воды, наблюдалось значительное повышение давления, т.е. имело место явление резонанса. При той же частоте, но со слоем песка на дне явления резонанса не наблюдалось.

Выводы Т. Хатано, сделанные по результатам натурных и модельных исследований, служили лишь иллюстрацией явления поглощения и не могли быть использованы для каких-либо количественных оценок повышения давления при резонансе. Теоретическое решение этой проблемы для случая гармонических колебаний было получено С.Г. Шульманом [2]. Считалось, что при резонансе на границе двух сред (y=h) вместо (3) выполняется условие:

$$\rho_0 \frac{\partial \Phi}{\partial t} = Y \frac{\partial \Phi}{\partial n}, \tag{15}$$

где n – нормаль к поверхности раздела сред, выражающая известную в акустике концепцию «удельного акустического импеданса» [8].

При гармонических колебаниях $\Phi = \varphi \exp i\omega t$, и (15) принимает вид:

$$\rho_0 i\omega\varphi = Y \frac{\partial \Phi}{\partial n}. \tag{16}$$

Коэффициент Y, связывающий величины давления и колебательной скорости на границе раздела, является в общем случае комплексным, т.е.

$$Y = R + i(\omega m - k/\omega). \tag{17}$$

В работе [2] подробно проанализированы основные частные случаи выражения (17) и показано, что при $\operatorname{Im} Y = 0, Y = R = \rho_0 c_0 q$ получаем случай, когда учитываются только поглощающие свойства основания. Считая, что нормаль к границе раздела сред совпадает с осью y, вместо (3) имеем следующее условие при $y = h$:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial y} = \frac{i\omega}{c_0 q}\varphi . \tag{18}$$

В результате было получено следующее выражение для φ (x,y):

$$\varphi(x,y) = \sum\nolimits_{n=1,3\ldots}^{\infty} A_n sh\lambda_n \frac{y}{h} \times \exp\left\{ -i\left[\left(\frac{\omega h}{c_0}\right)^2 + \lambda_n^2\right]^{1/2} \frac{x}{h}\right\}, \tag{19}$$

где $\lambda_n = \varepsilon_n + i\delta_n$ – корни характеристического уравнения

$$cth\lambda_n = \frac{\omega h}{c_0 q}\frac{i}{\lambda_n} . \tag{20}$$

При малом поглощении приближенно считается, что частоты собственных колебаний системы с поглощением равны частотам системы без поглощения. Тогда $\varepsilon_n = 1/q << 1$. Ф. Морзом [8] было показано, что в этом случае корни уравнения (20) выражаются простой приближенной формулой:

$$\lambda_n = \frac{1}{q} + i\frac{n\pi}{2} (n = 1,3\ldots), \tag{21}$$

и выражение для A_n в (19) будет иметь вид:

$$A_n \approx \frac{2iv_0}{\lambda_n h}\left(cth\lambda_n - 1\right) = \left[\left(\frac{\omega h}{c_0}\right)^2 + \lambda_n^2\right]^{-1/2} . \tag{22}$$

Подстановка значений λ_n и A_n в выражение (19) приводит после соответствующих преобразований к приближенной формуле для определения инерционной составляющей гидродинамического давления у подошвы плотины (при $x = 0, y = h$ и $\omega \to \omega_1$):

$$p(0,h) = v_0 \rho_0 \omega h\left[0.51\sqrt{q} - 0.08\right]. \tag{23}$$

По формуле Вестергарда при $\omega << \omega_1$:

$$p_0^* = p(0,h)/v_0\rho_0\omega h = 0.74 , \tag{24}$$

что позволяет оценить увеличение гидродинамического давления на сооружение при первом резонансе. На рис. 2 (кривая 1) представлена зависимость $p(0,h)/p_0^*(0,h)$ от q.

Решение С.Г. Шульмана было подтверждено результатами экспериментальных исследований Б.А. Белогородского [9], выполненных в лабораторных условиях методом голографической интерферометрии. В качестве модельной задачи рассматривался случай $\omega << \omega_1$ (т.е. задача Вестергарда без учета сжимаемости), давший хорошее совпадение с теоретическим решением. Затем были определены значения гидродинамического давления, действующего на поршень в режиме акустического резонанса при $\omega = \omega_1$ для различных значений q. На рис. 2 приведены четыре экспериментальные точки (*). График свидетельствует об удовлетворительном совпадении результатов эксперимента с результатами расчета.

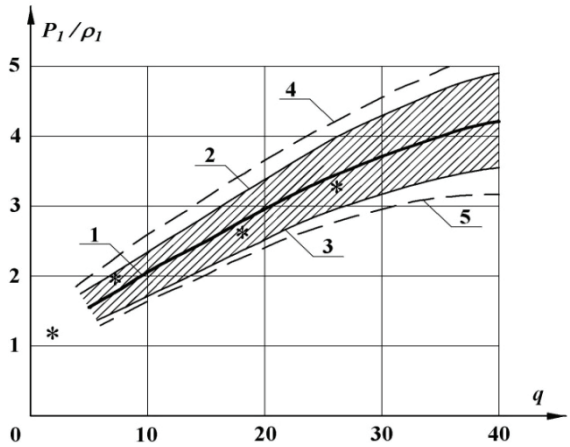


Рисунок 2. Зависимость сейсмического давления воды от соотношения акустического сопротивления материала дна и воды q :

1 – решение по (23) [2]; (*)результаты эксперимента [9]; 2,3 – верхняя и нижняя границы для вероятностного решения; 4,5 – верхняя и нижняя границы для возможностного решения

Следует отметить, что в рассматриваемых задачах q формально характеризует соотношение акустических (сейсмических) жесткостей основания и жидкости, реально же является показателем поглощающих свойств дна и существенно зависит от наличия, толщины и распределения различных наносов, песка, ила и т.п. Так, наличие небольшого слоя песка на дне стального бака в экспериментах Т. Хатано [6] приводило к исчезновению резонансных пиков гидродинамического давления. Указанные обстоятельства, а также сложность определения q в реальных условиях предопределяют существенную неопределенность этого параметра. Особо следует отметить роль неопределенных факторов в возможности возникновения резонансных явлений при сейсмических воздействиях, также отличающихся неопределенностью.

Сейсмические воздействия в большинстве случаев отличаются выраженным импульсивным характером, и сооружение совершает нестационарные колебания. Нестационарная задача о колебаниях системы «сооружение – основание – водная среда» с импедансным условием (15) на границе раздела сред не встречается в литературе. В связи с этим представляет интерес рассмотрение данной задачи в вероятностной постановке, а также с применением теории возможностей [10,11], используемой при недостаточной статистической информации о параметрах системы.

Рассматривая задачу о гармонических колебаниях в вероятностной постановке, воспользуемся детерминистическим решением С.Г. Шульмана [2]. Будем считать, что v_0 и q , входящие в (23) – случайные величины, для которых известны $m_q, \sigma_q, m_{v_0}, \sigma_{v_0}$, m_q . Определим параметры m_p и σ_p случайной величины p :

$$m_p = 0.51\rho_0\omega h m_{v_0}\left(\sqrt{m_q} - 0.157\right), \tag{25}$$

$$\sigma_p = 0.51\rho_0\omega h\left[\sigma_{v_0}\left(\sqrt{m_q} - 0.157\right) + \frac{\sigma_q}{2\sqrt{m_q}} m_{v_0}\right]. \tag{26}$$

На рис. 2 представлена область (между кривыми 2 и 3) разброса относительного увеличения давления p при $\omega \to \omega_1$. Результаты получены при $\sigma_q = 0.3m_q$ и $\sigma_{v_0} = 0.1m_{v_0}$.

Переходя к решению задачи в рамках теории возможностей, положим, что v_0 и q – нечеткие величины, для которых известны параметры функции распределения возможностей (ФРВоз) [10,11] $a_{v_0}, b_{v_0}, a_q, b_q$. Определим параметры ФРВоз нечеткой величины p , руководствуясь правилами перемножения нечетких переменных [12]:

$$a_p = 0.51\rho_0\omega h a_{v_0}\left(a_z - 0.157\right), \tag{27}$$

$$b_p = 0.51\rho_0\omega h\left[b_{v_0}\left(a_z - 0.157\right) + b_z m_{v_0}\right]. \tag{28}$$

На рис. 2 между кривыми 4 и 5 расположена зона разброса значений относительного увеличения давления $p(0,h)/p_0^*(0,h)$ при первом резонансе, полученная по теории возможностей при прежних значениях исходных параметров. Она несколько шире зоны, полученной при использовании вероятностного подхода.

Нестационарная задача

Перейдем к решению задачи о нестационарных сейсмических колебаниях. Она состоит в решении волнового уравнения (1) при граничных условиях (2), (4), (5), (15) и нулевых начальных условиях.

Для решения воспользуемся интегральным преобразованием Лапласа по времени, после применения которого (1) примет вид:

$$\frac{\partial^2\Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\Phi}{\partial y^2} = \frac{s^2}{c_0^2}\frac{\partial^2\Phi}{\partial t^2}. \tag{29}$$

Используя метод разделения переменных, будем искать решение для $\overline{\Phi}$ в виде:

$$\overline{\Phi}(x,y) = \sum\nolimits_{n=1,3\ldots}^{\infty} A_n Y_n(y) X_n(x). \tag{30}$$

Из граничных условий (2) и (15) получаем:

$$Y_n(y) = sh\lambda_n \frac{y}{h}, \tag{31}$$

где λ_n – корни характеристического уравнения:

$$cth\lambda_n = \frac{h}{c_0 q}\frac{s}{\lambda_n}. \tag{32}$$

Выражение для $X_n(x)$, удовлетворяющее граничным условиям (4) и (5), имеет вид:

$$X_n(x) = \exp\left(-b_n \frac{x}{h}\right). \tag{33}$$

Подстановка (30) с учетом (31) и (33) в уравнение (29) позволяет получить выражение для b_n:

$$b_n = \sqrt{\frac{s^2h^2}{c_0^2} - \lambda_n^2}. \tag{34}$$

Теперь $\overline{\Phi}(x,y)$ примет вид:

$$\overline{\Phi}(x,y) = \sum\nolimits_{n=1,3\ldots}^{\infty} A_n sh\lambda_n \frac{y}{h} \times \exp\left(-\sqrt{\frac{s^2h^2}{c_0^2} - \lambda_n^2}\,\frac{x}{h}\right). \tag{35}$$

Коэффициенты A_n определяются из преобразованного граничного условия (4):

$$\sum\nolimits_{n=1,3\ldots}^{\infty} A_n X_n'(0) sh\lambda_n \frac{y}{h} = v(s). \tag{36}$$

Обозначим: $B_n = A_n X'_n(0)$. Из (36) следует, что постоянные B_n являются коэффициентами разложения функции *v(s)* в ряд по системе неортогональных комплексных функций $sh\lambda_n \frac{y}{h}$. В [2] показано, что при учете только поглощающих свойств основания и, соответственно, использовании граничного условия (15) с $Y = \rho_0 c_0 q$ и $q >> 1$ для вычисления B_n можно пользоваться формулой:

$$B_n = \frac{2v(s)}{\lambda_n}(ch\lambda_n - 1). \tag{37}$$

При этих же допущениях можно использовать приближенную формулу (21), предложенную Ф. Морзом для определения λ_n. Тогда получим:

$$A_n \approx -\frac{2v(s)}{\lambda_n h}(ch\lambda_n - 1)\left[\frac{s^2 h^2}{c_0^2} - \lambda_n^2\right]^{-1/2}. \tag{38}$$

Таким образом, выражение для $\overline{\Phi}(x, y)$ примет вид:

$$\overline{\Phi}(x, y) = -\frac{2v(s)}{\lambda_n h}(ch\lambda_n - 1)\frac{c_0}{h}\left[s^2 - \frac{\lambda_n^2 c_0^2}{h^2}\right]^{-1/2} sh\lambda_n \frac{y}{h}\exp\left(-\frac{x}{c_0}\sqrt{s^2 - \frac{\lambda_n^2 c_0^2}{h^2}}\right). \tag{39}$$

Отдельно рассмотрим сомножители в (39), содержащие λ_n:

$$\frac{1}{\lambda_n}(ch\lambda_n - 1) \approx \frac{2}{n\pi}\left[1 - \frac{2}{qn\pi}\right]. \tag{40}$$

После применения обратного преобразования Лапласа [13, с. 223, №36] при $v(t) = \int_0^t W(\tau)d\tau$ получим следующее выражение для гидродинамического давления:

$$\begin{aligned} p(x,y,t) = \rho_0\Phi(x,y,t) = \frac{4}{\pi}\rho_0 c_0 \sum_{n=1,3\ldots}^{\infty} \frac{1}{n}(-1)^{\frac{n-1}{2}} \times \left[1 - \frac{2}{qn\pi}\right] \times \\ \times sh\lambda_n \frac{y}{h} \times \int_{\frac{x}{c_0}}^{t} W(t-\tau) \times J_0\sqrt{\tau^2 - \frac{x^2}{c_0^2}}d\tau, t > x/c_0 \\ p(x,y,t) = 0, \quad 0 < t < x/c_0 \end{aligned}, \tag{41}$$

где J_0 – цилиндрическая функция 1-го рода нулевого порядка.

При $q \to \infty$, т.е. при абсолютно жестком основании, выражение (41) совпадает с решением, полученным С. Коцубо [13] для нестационарного варианта классической схемы Вестергарда.

Выражение (41) позволяет приближенно оценить влияние затухания, связанного с поглощением волн давления основанием вне резонансных зон, на гидродинамическое давление. Так, например, при $q = 5$ давление понижается на 20%, а при $q = 2$ – на 53%, т.е. влияние этого параметра весьма существенно. На рис. 3 представлен график снижения давления в зависимости от q.

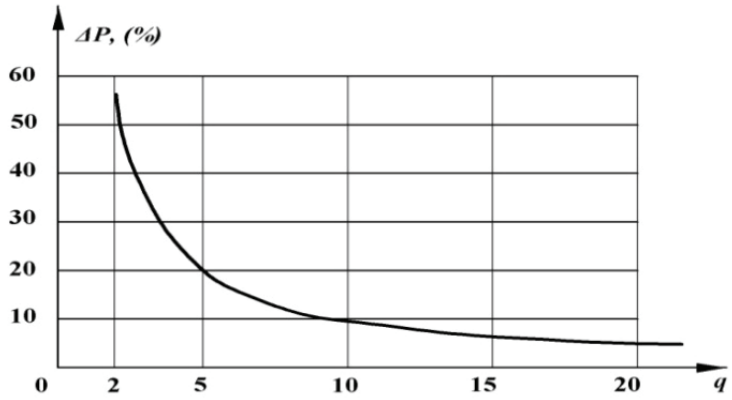


Рисунок 3. Зависимость относительного снижения давления от отношения акустических жесткостей материала дна и воды q вне резонансных зон

Перейдем теперь к рассмотрению простейшего частного случая нестационарного движения, когда к основанию сооружения прикладывается импульс ускорения и стенка в момент времени $t = 0$ приобретает конечную скорость v_0. Граничное условие при $x = 0$ будет в этом случае иметь вид:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = v_0 H(t), \tag{42}$$

где $H(t)$ – функция Хевисайда:

$$H(t) = \begin{cases} 0, t < 0 \\ 1, t \geq 0 \end{cases}. \tag{43}$$

Из (41) получим:

$$\begin{aligned} p(x,y,t) &= \frac{4}{\pi}\rho_0 c_0 v_0 \sum_{n=1,3\ldots}^{\infty} \frac{1}{n}(-1)^{\frac{n-1}{2}} \times \left[1 - \frac{2}{qn\pi}\right] \times \\ &\times sh\lambda_n \frac{y}{h} J_0\left[\lambda_n \frac{c_0}{h}\sqrt{t^2 - \frac{x^2}{c_0^2}}\right], t > x/c_0 \\ p(x,y,t) &= 0, \quad 0 < t < x/c_0 \end{aligned}. \tag{44}$$

Давление на плотину (x = 0):

$$p(0,y,t) = \frac{4}{\pi}\rho_0 c_0 v_0 \sum_{n=1,3\ldots}^{\infty} \frac{1}{n}(-1)^{\frac{n-1}{2}} \times \left[1 - \frac{2}{qn\pi}\right] \times sh\lambda_n \frac{y}{h} J_0\left[\lambda_n \frac{c_0 t}{h}\right]. \tag{45}$$

Рассмотрим важный для задач сейсмостойкости сооружений частный случай, когда основание сооружения в момент времени $t = 0$ получает постоянное ускорение W_0, которое остается постоянным в течение короткого интервала времени Δt, а затем исчезает («сейсмический удар» по А.Г. Назарову) [2,15]:

$$W(t) = \begin{cases} W_0 = const \ при \ 0 < t < \Delta t \\ 0 \ при \ t < 0; t > \Delta t \end{cases}. \tag{46}$$

Из общего решения (44) получим:

$$p(x,y,t)=\frac{4}{\pi}\rho_0 c_0 W_0 \sum_{n=1,3\ldots}^{\infty}\frac{1}{n}(-1)^{\frac{n-1}{2}}\times\left[1-\frac{2}{qn\pi}\right]\times$$
$$\times sh\lambda_n\frac{y}{h}\int_0^t J_0\left[\lambda_n\frac{c_0}{h}\sqrt{(t-\tau)^2-\frac{x^2}{c_0^2}}\right], t>x/c_0 \quad . \tag{47}$$
$$p(x,y,t)=0,\quad 0<t<x/c_0$$

Решение для единичного импульса (47) распространяется на случай периодически повторяющихся импульсов. Если пренебречь влиянием начальных условий, то воздействие W(t) представляется в виде:

$$W(t)=\frac{v_0}{T}+\frac{2v_0}{T}\sum_{k=1}^{\infty}\cos k\omega t\,, \tag{48}$$

где T – период импульсного воздействия.

Гидродинамическое давление $p_k(x,y,t)$ от каждой составляющей ряда (48) определяется по (47). В результате получим:

$$p(x,yt)=\sum_{k=1}^{\infty}p_k(x,y,t)\cos k\omega t\,. \tag{49}$$

При $n\,\pi/2=k\omega t/c_0 \quad (k=0,1,2\ldots;\, n=1,3\ldots)$ возникает ударный акустический резонанс, который может иметь место при глубинах бассейна (или частотах колебаний), в k раз меньших, чем явление «обычного» акустического резонанса.

Перейдем к рассмотрению задачи в вероятностной постановке. В решении (47) содержатся две величины, отличающиеся существенной неопределенностью: W_0 – интенсивность сейсмического воздействия и параметр q. Будем считать W_0 и q случайными величинами, для которых известны математические ожидания и среднеквадратические отклонения $m_{w_0}, \sigma_{w_0}, m_q, m_q$. Определим параметры m_p и σ_p в соответствии с (47) [16]:

$$m_p=\frac{4}{\pi}\rho_0 c_0 m_{w_0}\sum_{n=1,3\ldots}^{\infty}\frac{1}{n}(-1)^{\frac{n-1}{2}}\times\left[1-\frac{2}{m_q n\pi}\right]\times$$
$$\times sh\lambda_n\frac{y}{h}\int_0^t J_0\left[\lambda_n\frac{c_0}{h}\sqrt{(t-\tau)^2-\frac{x^2}{c_0^2}}\right], t>x/c_0 \quad , \tag{50}$$

$$\sigma_p=\frac{4}{\pi}\rho_0 c_0 m_{w_0}\sum_{n=1,3\ldots}^{\infty}\frac{1}{n}(-1)^{\frac{n-1}{2}}\times\left[\sigma_{w_0}\left(1-\frac{2}{m_q n\pi}\right)+\frac{2m_{w_0}\sigma_q}{n\pi m_q^2}\right]\times$$
$$\times sh\lambda_n\frac{y}{h}\int_0^t J_0\left[\lambda_n\frac{c_0}{h}\sqrt{(t-\tau)^2-\frac{x^2}{c_0^2}}\right], t>x/c_0 \quad . \tag{51}$$

Обозначим через m_{Z_n} математическое ожидание функции, содержащей в (50) вероятностные характеристики m_{w_0} и m_q:

$$m_{Z_n}=m_{w_0}\left(1-\frac{2}{m_q n\pi}\right). \tag{52}$$

Тогда среднеквадратическое отклонение σ_{Z_n} имеет вид:

$$\sigma_{Z_n} = \sigma_{w_0}\left(1 - \frac{2}{m_q n\pi}\right) + \frac{2m_{w_0}\sigma_q}{n\pi m_q^2}. \qquad (53)$$

Для приближенной оценки влияния среднеквадратических отклонений случайных величин W_0 и q на гидродинамическое давление определим его коэффициент вариации $V_p = V_z = \sigma_z / m_z$. После деления (53) на (52) получим:

$$V_p = V_{W_0} + V_q \frac{1}{\frac{n\pi}{2} m_q - 1}. \qquad (54)$$

Из (54) следует, что разброс значений величин W_0 и q по-разному отражается на коэффициенте вариации гидродинамического давления.

Пример расчета

Пусть $m_{w_0} = 0.4$, $\sigma_{w_0} = 0.3$; $m_{w_0} = 0.12$. Найдем зависимость V_p от q при $n = 1$. Графики этой зависимости для соотношений $\sigma_q = 0.3 m_q$ и $\sigma_q = 0.4 m_q$ представлены на рис. 4.

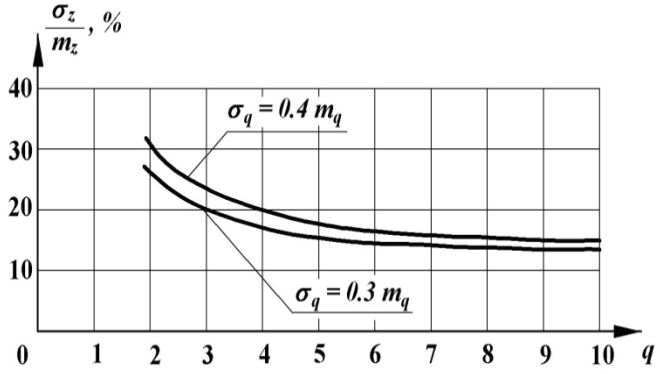


Рисунок 4. Зависимость σ_p / m_p от отношения акустического сопротивления материала дна и воды q

Из графиков видно, что при малых значениях q ($q = 2 \div 3$) относительный разброс значений давления превышает 25-30%, при больших – составляет около 15%.

Выводы

Вопросы, связанные с уточнением гидродинамического давления на арочные и гравитационные плотины, являлись предметом обсуждения на всех последних конгрессах по сейсмостойкости сооружений [17,18], так как напрямую связаны с обеспечением надежности этих ответственных объектов [17].

Полученные решения показывают, что как при стационарных, так и при нестационарных сейсмических колебаниях поглощающие свойства основания и наносов приводят к появлению затухания в системе «сооружение – водная среда – основание» и, как следствие, – к значительному снижению гидродинамического давления на плотину, что подтверждается результатами, полученными путем обработки записей сейсмометрических наблюдений [18]. Значения давления зависят от параметров сейсмического воздействия и коэффициента q, который описывает поглощающую способность дна водоема. Эти характеристики отличаются большой неопределенностью, что также необходимо принимать во внимание.

Литература

1. Westergaardt H. M. Water Pressures on Dams during Earthquakes // Proc. ASCE. 1931. Vol. 57. №9. Pp. 1303-1318.
2. Шульман С.Г. Расчеты сейсмостойкости гидросооружений с учетом влияния водной среды. М.: Энергия, 1976. 334 с.
3. Кульмач П.П. Гидродинамика гидротехнических сооружений (основные плоские задачи). М.: АН СССР, 1963. 190 с.
4. Мамрадзе Г.П., Шульман С.Г. Состояние и направление исследования гидродинамического давления, действующего на гидросооружения при сейсмических воздействиях // Труды координационных совещаний по гидротехнике. 1969. Вып. 47. С. 238-253.
5. Шейнин И.С. Колебания конструкций гидросооружений в жидкости (справочное пособие по динамике гидросооружений, ч.1). Л.: Энергия, 1967. 310 с.
6. Hatano T. An Examination on the Resonans of Hydrodynamic Pressure during Earthquake due to the Elasticity of Water. Techn. Rep. / Central Research Institute of Electric Power Industry. C-65001. 1965. 15 p.
7. Takahashi T. Vibration Tests on Concrete Dams and Results of Observation of Earthquakes and their Studies // Proc. of the 8th Intern. Congress on Large Dams. 1964. Pp. 579-617.
8. Морз Ф. Колебания и звук. М.-Л.: Гостехиздат, 1949. 496 с.
9. Белогородский Б.А., Шульман С.Г. К определению гидродинамического давления воды на сооружения при акустическом резонансе. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1974. Т. 106. С. 339-340.
10. Дюбуа Д., Прад А. Теория возможностей. Приложение к представлению знаний в информатике. М.: Радио и связь, 1990. 228 с.
11. Zadeh L.A. Fuzzy sets as a basis for a theory of possibility // Fuzzy Sets and Systems. 1978. Vol. 1. Pp. 3-28.
12. Абрамович Р.П., Вагенкнехт М.А., Хургин Я.И. Решение нечетких систем линейных алгебраических уравнений LR – типа // Методы и системы принятия решений. Рига: РПИ, 1987. С. 35-47.
13. Бейтмен Г., Эрдейи А. Таблицы интегральных преобразований. Т. 1. М.: Наука, 1969. 343 с.
14. Kotsubo S. Dynamic Water Pressure on Dams during Earthquakes // Proc. 2th World Conference of Earthquake Engineering. Japan, 1960. Vol. 2. Pp. 799-814.
15. Завриев К.С., Назаров А.Г. и др. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1970. 222 с.
16. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. М.: Наука, 1969. 490 с.
17. Zhang C.,Feng J.,Pan J.,Long Y. Seismic safety evaluation of high concrete dams. Part 2. Earthquake behavior of arch dams // Proceedings 14th World Conference on Earthquake Engineering. Paper №S13-81, Beiging, China, 2008. Pp. 1-15.
18. Proulx J., Darbre G., Kamileris N. Analitical and experimental investigation of damping in arch dams based on recorded earthquake // Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada, 2004. Paper №68. Pp. 1-13.

**Борис Давидович Кауфман, Санкт-Петербург, Россия*

Тел. раб.: +7(812)535-55-80; эл. почта: kaufmanBD@vniig.ru

© Кауфман Б.Д., 2012

К оценке вероятности перелива воды через гребень плотины

Д.т.н., ведущий научный сотрудник Д.В. Стефанишин,
Институт телекоммуникаций и глобального информационного пространства НАН Украины;
д.т.н., ведущий научный сотрудник В.Б. Штильман*,
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»

Ключевые слова: гребень плотины; перелив воды; вероятность; дерево отказов

В соответствии с требованиями Федерального закона от 21.07.1997 г. №117-ФЗ «О безопасности гидротехнических сооружений», на всех стадиях жизненного цикла гидротехнического сооружения (на стадиях проектирования, строительства, ввода в эксплуатацию, эксплуатации, вывода из эксплуатации, а также после его реконструкции, капитального ремонта, восстановления либо консервации) собственник гидротехнического сооружения или эксплуатирующая организация обязаны разработать декларацию безопасности гидротехнического сооружения (ГТС).

При составлении декларации безопасности ГТС, согласно Постановлению Правительства РФ от 06.11.1998 г. №1303 «Об утверждении Положения о декларировании безопасности гидротехнических сооружений» и Приказу Ростехнадзора от 03.11.2011 г. №625 «Об утверждении Дополнительных требований к содержанию деклараций безопасности гидротехнических сооружений и методики их составления, учитывающих особенности декларирования безопасности гидротехнических сооружений различных видов в зависимости от их назначения, класса, конструкции, условий эксплуатации и специальных требований к безопасности», необходимо разработать сценарии возможных аварий на основании данных об авариях на аналогичных сооружениях, сведений о сооружениях и негативных изменениях их состояния, а также на основании анализа состояния различных подсистем ГТС, а также их оснований и прилегающих территорий. При этом рекомендуется осуществлять оценку уровня безопасности (риска аварии) ГТС, в том числе и количественную оценку вероятности реализации различных сценариев развития аварий и общую оценку уровня безопасности ГТС (для сооружений I, II и III классов) вероятностными методами.

В последнее время в нашей стране уделяется все больше внимания различным аспектам расчетов риска аварий гидротехнических сооружений. Особо можно выделить работы ученых ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» [1–6], а также ОАО «НИИЭС», ЗАО «ДАР/ВОДГЕО», ФГБОУ ВПО СПбГПУ и некоторых других организаций [7–11]. За рубежом проблемами оценки риска аварий ГТС начали заниматься значительно раньше, этим вопросам посвящены не только отдельные статьи и монографии [12–17], но и материалы целого конгресса [18].

Несмотря на это, до сих пор не существовало простой инженерной методики, позволяющей рассчитывать вероятность перелива воды через гребень плотины, что необходимо делать при декларировании безопасности большинства ГТС. Авторы попытались восполнить этот пробел.

Итак, оценку риска аварий (как правило, аварии, связанные с переливом через гребень плотины, являются наиболее опасными) следует начинать с разработки их сценариев. Например, для гидроузлов в горных районах следует рассматривать возможность обрушения горных массивов в водохранилище, что, в свою очередь, может привести к образованию волны и/или переполнению водохранилища и, как следствие, к переливу воды через гребень плотины. Для грунтовых плотин подобный сценарий является весьма опасным, так как может привести к гидродинамической аварии вследствие размыва плотины и образования волны прорыва.

В качестве примеров рассмотрим сценарии, приводящие к переливу через гребень на некоторых ГЭС.

Так, на Бурейской ГЭС развитие подобной аварийной ситуации возможно двумя путями:

1) одновременное прохождение максимального расчетного паводка, неготовность водохранилища к аккумуляции паводка и отказ одного из водопропускных сооружений, формирующих водосбросной фронт гидроузла;
2) одновременное прохождение максимального расчетного паводка и ограничение пропускной способности поверхностного водосброса, вызванного значительным повреждением плит водосливной поверхности.

В результате реализации этих сценариев может произойти затопление машинного зала здания ГЭС слоем воды, переливающимся через гребень, смыв в нижний бьеф загрязняющих веществ (масла, мазута и т.п.), временное прекращение выработки электроэнергии на станции.

На Чебоксарской ГЭС к переполнению водохранилища и переливу через гребень земляной плотины с размывом и образованием прорана (и, как следствие, к гидродинамической аварии с образованием волны прорыва в нижнем бьефе гидроузла) может привести пропуск расхода обеспеченностью 0,1 % неполным водосбросным фронтом из-за отключения части гидроагрегатов или невозможности открытия донных водосбросов.

На Ириклинской ГЭС к прорыву каменно-набросной плотины может привести цепочка следующих событий:

1) отказ двух-трех затворов водосливной плотины при пропуске половодья 0,1% обеспеченности вследствие заклинивания при подъеме или отказа козлового крана;
2) перелив через противофильтрационный экран плотины;
3) обводнение тела плотины, сопровождающееся выносом мелких фракций и просадкой гребня;
4) разрушение низового откоса, образование прорана.

На Колымской ГЭС при прохождении расчетного паводка могут произойти либо отказ в работе затвора, либо обрушение берегового склона, либо чрезмерная просадка при замачивании гребня. Это может привести к переполнению водохранилища, в результате чего при переливе воды через гребень размоется верхняя часть плотины (высотой 5 м) из песчано-гравийного грунта, а затем и смерзшаяся каменная призма на всю высоту до основания плотины, т.е. разовьется гидродинамическая авария.

Как видно из приведенных примеров, а также из исследования [19], к переполнению водохранилища и переливу воды через гребень плотины может привести несоответствие в определенный момент времени пропускной способности водопропускного фронта гидроузла (состоящего из водосбросов и гидротурбинных блоков) и требуемого сбросного расхода. К этому могут привести ошибки проектирования, недостаточная на момент проектирования гидрологическая изученность района, увеличение притока со времени проектирования и строительства гидроузла. С другой стороны, пропускная способность ГЭС может оказаться ниже проектной в момент пропуска паводка вследствие простоя агрегата в ремонте либо аварии. А пропускная способность водосбросов может оказаться ниже проектной вследствие отказа затворов (события, приводящие к отказу затворов, рассматриваются более подробно в исследовании [3]), ошибок при проектировании либо ограничения расхода из-за зимних условий, неудовлетворительного состояния водосброса, опасных местных и общих размывов нижнего бьефа, подтопления сооружений и территорий в нижнем бьефе.

В общем случае при построении сценария перелива воды через гребень плотины следует учитывать [4]:

1) опасности, которые могут инициировать параметрические отказы и нарушения социально-экологических требований;
2) условия окружающей среды, которые могут способствовать либо препятствовать реализации параметрических отказов и нарушений социально-экологических требований;
3) особенности гидротехнического сооружения и условий его эксплуатации, которые могут способствовать либо препятствовать отказам и нарушениям социально-экологических требований;
4) ошибки эксплуатационного персонала, которые могут быть допущены при эксплуатации объекта;
5) параметрические отказы ГТС, его конструкции, конструктивных элементов, оборудования и основания, которые могут вести к реализации головного события;
6) непосредственные причины, которые приведут к аварии на ГТС;
7) меры, которые могут быть предприняты для предотвращения либо смягчения аварийных воздействий и угроз;
8) условия окружающей среды, которые могут способствовать усилению аварийных воздействий и угроз;
9) особенности объекта и условий его эксплуатации, которые могут способствовать усилению аварийных воздействий и угроз.

Используя изложенные в [3] правила построения деревьев отказов, анализируя события, которые могут привести к переливу через гребень вследствие недостаточной пропускной способности сооружений, можно построить дерево события «Перелив через гребень» или, другими словами, дерево отказов, приводящих к переливу воды через гребень плотины вследствие недостаточной пропускной способности водопроводящих трактов. На рис. 1 оно приведено в наиболее общем виде, а условные обозначения основных логических событий и операторов, использованных при его построении, приведены в табл. 1 и 2. При анализе конкретного сооружения это дерево должно прорабатываться уже более подробно, поскольку все гидротехнические сооружения уникальны, и даже при наличии однотипных водосбросов деревья отказов окажутся различными. В то же время какие-то из ветвей или элементов приведенного дерева при анализе конкретного гидроузла могут отсутствовать.

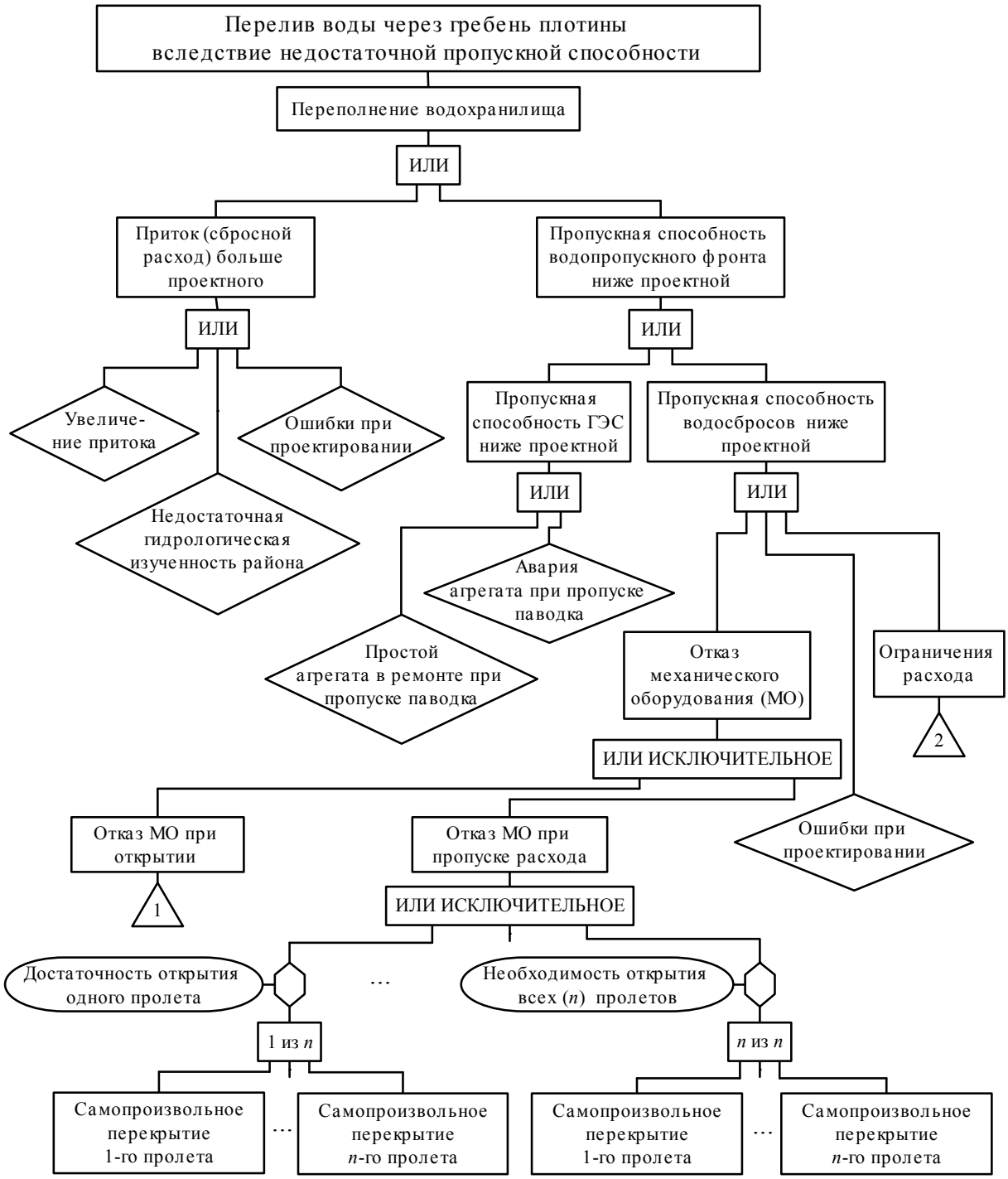


Рисунок 1. Дерево отказов, приводящих к переливу воды через гребень плотины вследствие недостаточной пропускной способности водопроводящих трактов (начало)

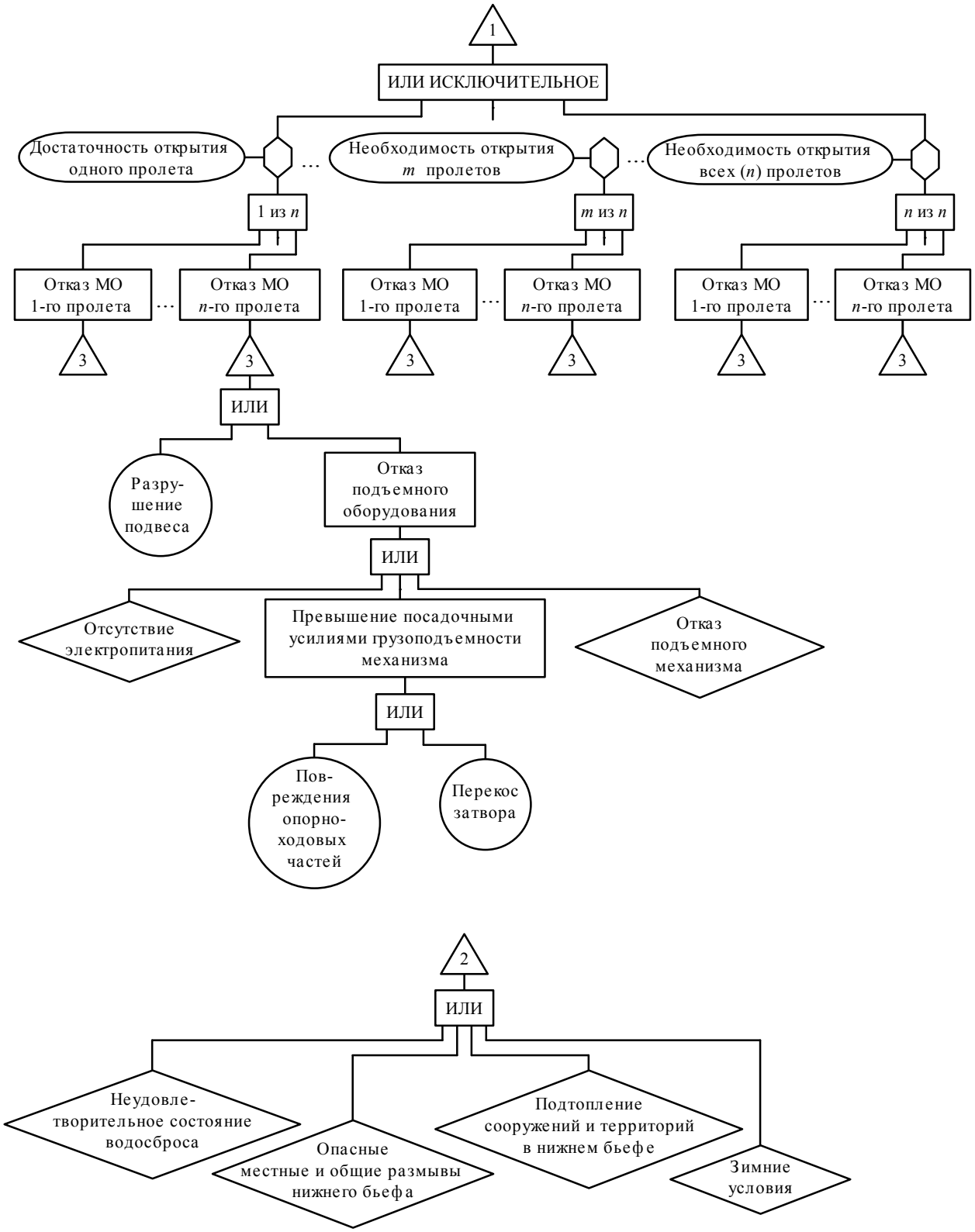


Рисунок 1. Дерево отказов, приводящих к переливу воды через гребень плотины вследствие недостаточной пропускной способности водопроводящих трактов (окончание)

Таблица 1. Условные обозначения событий

Обозначение события	Наименование события	Описание события
	Головное (вершинное) событие	Результирующее (разрабатываемое) событие дерева отказов
	Промежуточное событие	Промежуточное (разрабатываемое) событие дерева отказов, являющееся результатом действия логического оператора
	Базовое событие	Событие (отказ отдельного элемента системы), которое может инициировать происхождение промежуточного либо головного события
	Нераскрытое событие	Событие, не раскрываемое и не рассчитываемое в рамках принятой модели
	Символ переноса	Символ, отображающий перенос некоторого оператора с одной части дерева отказов в другую
	Событие-условие	Отображение условия, при котором реализуется событие-следствие

Таблица 2. Условные обозначения логических операторов

Обозначение оператора	Наименование оператора	Причинно-следственное соотношение, выражающееся оператором	Расчетная формула для оценки вероятности события-следствия *Q*
Q ИЛИ $Q_1, \ldots, Q_n$	«или»	Событие-следствие имеет место при наступлении хотя бы одного из *n* исходных независимых событий	$Q = 1 - \prod_{i=1}^{n}(1 - Q_i)$
Q ИЛИ ИСКЛЮЧИТЕЛЬНОЕ $Q_1, \ldots, Q_n$	«или исключительное»	Событие-следствие имеет место при наступлении любого из исходных событий, но не двух одновременно	$Q = \sum_{i=1}^{n}\left(Q_i \cdot \prod_{j \neq i}(1 - Q_j)\right)$
Q И $Q_1, \ldots, Q_n$	«и»	Событие-следствие имеет место при наступлении всех исходных событий	$Q = \prod_{i=1}^{n} Q_i$
Q *m* из *n* $Q_1, \ldots, Q_n$	«*m* из *n*»	Событие-следствие происходит при наступлении любых *m* из *n* исходных событий	$Q = \sum_{k=1}^{N}\prod_{i=1}^{m} Q_{ki}$ $N = \frac{n!}{m!(n-m)!}$, $Q_{ki} = Q_1, \ldots, Q_n$
Q Q_C Q_A	«условие»	Наступление события-следствия возможно при наступлении события-условия	$Q = Q_A Q_C$

При построении дерева отказов, приводящих к переливу воды через гребень плотины вследствие недостаточной пропускной способности водопроводящих трактов, следует учитывать, что, как правило, у водопропускных сооружений и их механического оборудования имеется сочетание неполного структурного и функционального резервирования. Например, пропускная способность водосбросного фронта обеспечивается при помощи различных водосбросных и водопропускных сооружений. Если предполагается уменьшение максимальных расходов за счет аккумуляции паводка водохранилищем, то для поддержания надежности водосбросного фронта существенную роль могут сыграть информационное и временное резервирование, а также и некоторые специфические виды неполного резервирования. Так, поскольку особенностью гидротехнических объектов является неравноценность возможных отказов различных структурных единиц, для учета значимости различных отказов можно использовать приоритет. Следуя приоритету, при анализе надежности гидротехнических объектов до первого отказа особое значение можно придать факту нарушения работоспособности более важного элемента или же возможности более тяжелого отказа.

Одним из наиболее сложных и ответственных этапов анализа надежности и безопасности сооружений и конструкций является оценка количественных показателей надежности базовых событий.

Процедура получения интегрального показателя вероятности отказа (безотказности) системы при помощи дерева отказов заключается в оценке вероятности реализации головного события (перелива воды через гребень плотины вследствие недостаточной пропускной способности сооружений) по известным априори вероятностям появления базовых событий (отказов). Вычисление вероятностей исходных событий возможно на основе методов параметрической теории надежности с учетом накопленных статистических данных о параметрах нагрузок и воздействий, показателях свойств материалов и грунтов, работоспособности отдельных элементов сооружения, режимах эксплуатации и т. п. [3–6].Вероятности же событий-следствий (разрабатываемых событий) определяются в зависимости от действия соответствующих логических операторов по формулам, приведенным в табл. 2.

Таким образом, анализ дерева отказов дает возможность построить логическую модель возникновения и развития процессов и явлений, приводящих к переливу через гребень, причем такая модель может дать не только качественную, но и количественную информацию о вероятности перелива. Для этого после построения дерева отказов следует перейти к этапу вычисления вероятности его головного события (к оценке вероятности перелива воды через гребень плотины).

Ввиду уникальности каждого гидротехнического сооружения и сложностей в формализации процедуры анализа риска расчеты показателей риска аварий ГТС требуют наличия большого объема исходной информации о сооружении и природно-технической системе, формируемой на его основе, и являются весьма сложными и дорогостоящими. Отечественная и зарубежная практика показывает, что даже при наличии соответствующих исходных данных погрешность значений детальных вероятностных оценок риска аварий гидротехнических сооружений, как правило, не менее одного порядка. При этом основными источниками неопределенностей являются недостаточность информации о состоянии сооружения и его элементов, человеческие ошибки, особенно в нештатных ситуациях, а также неизбежные допущения и ограничения при моделировании аварийных процессов на ГТС. Однако количественные оценки риска весьма полезны, а в некоторых ситуациях и единственно допустимы, в частности, для сравнения опасностей различной природы, для обоснования эффективности мероприятий по снижению риска, для сравнения уровней опасностей ГТС между собой при выборе приоритетов по ремонту и реконструкции.

В отсутствие необходимости количественных оценок и/или достаточного объема исходных данных следует применять качественные методы анализа риска аварий ГТС, опирающиеся на известную процедуру экспертного оценивания, специальные вспомогательные средства (опросные листы, руководства) и практический опыт исполнителей.

Следует также отметить, что особенностью анализа надежности на стадии эксплуатации является то, что здесь, наряду с проектной (априорной) информацией, используются текущие и накопленные данные о состоянии и поведении исследуемого объекта. При этом полный анализ эксплуатационной надежности предусматривает и учет таких специфических факторов, как квалификация обслуживающего персонала, качество и объемы ремонтно-профилактических работ, наличие контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) и достоверность данных контрольных и диагностических исследований, наличие запасных элементов и материалов для устранения отказов и неисправностей, своевременность устранения отказов и неисправностей, наличие нормативно-методических документов, инструкций по эксплуатации и т. д.

Рассмотрим применение предлагаемого подхода на примере реализации сценария развития аварийной ситуации на Нижне-Бурейском гидроузле, связанной с переливом через гребень его плотины при аварийной сработке водохранилища Бурейской ГЭС.

Дерево отказов для оценки вероятности аварии с указанием головного события, соответствующих базовых и промежуточных событий (событий-следствий) и событий-условий приведено на рис. 2.

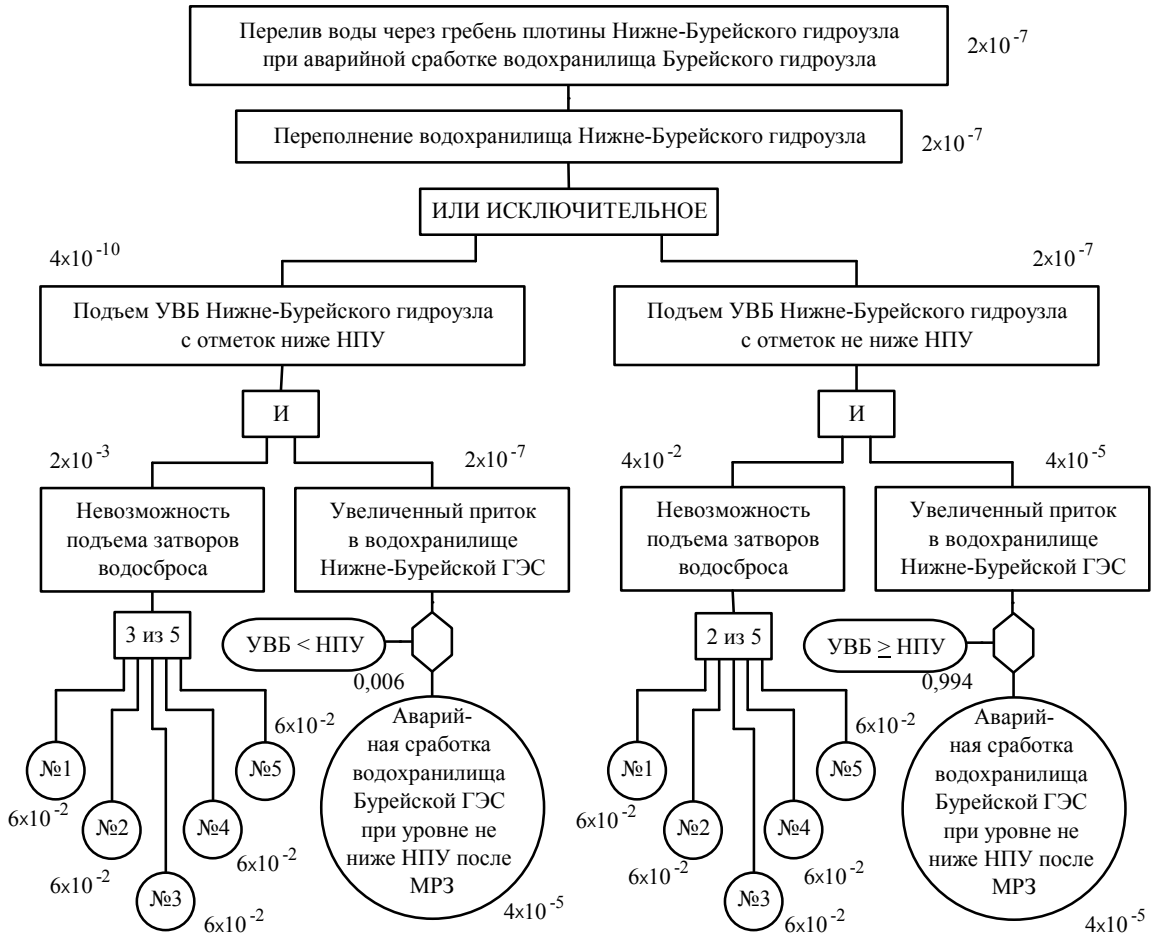


Рисунок 2. Расчет дерева отказов перелива воды через гребень плотины Нижне-Бурейской ГЭС при аварийной сработке водохранилища Бурейского гидроузла

Рассмотрим следующие базовые события и состояния: отказ при подъеме (невозможность подъема) основных затворов №1 – 5 водосброса и аварийная сработка водохранилища Бурейской ГЭС при его уровне не ниже НПУ после максимального расчетного землетрясения (МРЗ). Имеем два события-условия: УВБ Нижне-Бурейского гидроузла ниже отметки НПУ и не ниже этой отметки.

Вероятность реализации базового события, связанного с аварийной сработкой водохранилища Бурейской ГЭС, $Q = 4 \cdot 10^{-5}$ год$^{-1}$.

Вероятности базовых событий, моделирующих отказы (невозможность подъема) отдельных затворов на водосливной плотине при реализации сценария «Переполнение водохранилища Нижне-Бурейского гидроузла при аварийной сработке водохранилища Бурейского гидроузла в сочетании с уровнем воды в верхнем бьефе Нижне-Бурейского гидроузла, не достигающим на момент возникновения аварии нормального подпорного уровня (НПУ)», устанавливаем из расчета, что время t_r, допускаемое на восстановление работоспособности отказавшей системы «сегментный затвор – подъемный механизм» без критических последствий для гидросооружений гидроузла при данном сценарии и отказе не менее трех из пяти затворов, составляет 2 суток:

$$P(t_r) = 1 - \exp\left\{-\lambda t_{\text{р}} \exp\left(-\mu t_r\right)\right\}, \quad (1)$$

где λ – расчетная интенсивность отказов объекта, μ – расчетная интенсивность восстановления его работоспособности и $t_{\text{р}}$ – расчетный срок эксплуатации объекта.

В результате расчетов по формуле (1) при λ = 5·10^{-3} год$^{-1}$, $t_р$ = 40 лет, μ = 200 год$^{-1}$, t_r = 2 суток, получаем следующие вероятности отказов затворов $Q_{1.1} = Q_{2.1} = Q_{3.1} = Q_{4.1} = Q_{5.1}$ = = 6·10^{-2} год$^{-1}$.

Аналогично для второго подсценария (рис. 2) с отказом не менее двух из пяти затворов время t_r, допускаемое на восстановление работоспособности отказавшей системы «сегментный затвор – подъемный механизм» без критических последствий для гидросооружений гидроузла, принимаем также равным 2 суткам. Соответственно, вероятности отказов затворов $Q_{1.2} = Q_{2.2}$ = = $Q_{3.2} = Q_{4.2} = Q_{5.2}$ = 6·10^{-2} год$^{-1}$.

Определим вероятность событий-условий при сценариях «Уровень воды в верхнем бьефе Нижне-Бурейского гидроузла не достигает на момент возникновения аварии нормального подпорного уровня (УВБ < НПУ)» и «Уровень воды в верхнем бьефе Нижне-Бурейского гидроузла достигает на момент возникновения аварии НПУ (УВБ ≥ НПУ)».

Отметим, что полная вероятность прохождения паводка ежегодной вероятностью превышения p в течение времени $T_р$:

$$P_p = 1-(1-p)^{T_р}. \quad (2)$$

Тогда, согласно формуле (2), вероятность того, что в течение $T_р$ = 100 лет случится паводок 5%-й обеспеченности, равна 0,994. Для упрощения демонстрации методики в данном примере с запасом по риску для моделирования рассматриваемых событий-условий примем вероятность заполнения водохранилища Нижне-Бурейского гидроузла до НПУ $P(\text{УВБ} \geq \text{НПУ}) = 0,994$. Отсюда имеем вероятность недостижения НПУ (эти два события-условия составляют полную группу событий): $P(\text{УВБ}<\text{НПУ}) = 0,006$.

Производя расчет дерева отказов (см. рис. 2) с учетом действия логических операторов (см. табл. 2), получим следующие вероятности событий-следствий:

1) вероятность отказа (невозможности подъема) не менее трех из пяти затворов, установленных на водосливной плотине, равна 2·10^{-3} год$^{-1}$;
2) вероятность отказа (невозможности подъема) не менее двух из пяти затворов, установленных на водосливной плотине, равна 4·10^{-2} год$^{-1}$;
3) вероятность появления увеличенного притока в водохранилище Нижне-Бурейской ГЭС при УВБ < НПУ равна 2·10^{-7} год$^{-1}$;
4) вероятность появления увеличенного притока в водохранилище Нижне-Бурейской ГЭС при УВБ ≥ НПУ равна 4·10^{-5} год$^{-1}$;
5) вероятность подъема УВБ Нижне-Бурейского гидроузла с отметок ниже НПУ равна 4·10^{-10} год$^{-1}$;
6) вероятность подъема УВБ Нижне-Бурейского гидроузла с отметок не ниже НПУ равна 2·10^{-7} год$^{-1}$.

И окончательно получаем вероятность развития аварийной ситуации (перелива через гребень плотины Нижне-Бурейского гидроузла при аварийной сработке водохранилища Бурейской ГЭС), равную 2·10^{-7} год$^{-1}$, что ниже допускаемого нормами для гидротехнических сооружений I класса значения уровня риска аварий 5·10^{-5} год$^{-1}$ [20]. Следовательно, можно сделать заключение о приемлемой надежности Нижне-Бурейского гидроузла по рассматриваемому критерию.

Таким образом, в настоящей статье приведено логическое развитие и расширение методики [3], позволяющей рассчитывать вероятность перелива воды через гребень плотины вследствие самых различных причин.

Показано, что с ее помощью можно рассчитывать вероятности реализации сценариев развития аварийных ситуаций на ГТС гидроузлов, а также приведено несколько разработанных сценариев аварий на ряде гидроузлов, связанных с переливом через гребень.

Показана практическая применимость методики на примере ГТС Нижне-Бурейского гидроузла.

Предлагаемая методика неоднократно была использована для решения соответствующих задач при декларировании безопасности ГТС таких объектов, как Бурейская, Миатлинская, Нижне-Бурейская, Саяно-Шушенская, Чиркейская ГЭС, Зарамагская ГЭС-1, Ленинградская ГАЭС.

Приведенные в настоящей статье основы методики позволяют, во исполнение требований ФЗ-117 «О безопасности гидротехнических сооружений», проводить оценку риска перелива воды через гребень плотины с применением метода деревьев отказов (событий). Полученное расчетом

значение вероятности реализации сценария подобной аварии необходимо сравнить с допускаемыми нормативами [20], в которых значение вероятности возникновения аварии устанавливается с учетом расчетного срока службы сооружения и его класса. В результате можно сделать вывод о соответствии значения риска аварии ГТС допустимому уровню риска.

Литература

1. Беллендир Е.Н., Никитина Н.Я. Управление риском аварий гидротехнических сооружений — проблемы, подходы, опыт, перспективы // Проблемы безопасности при чрезвычайных ситуациях. Вып. 3. СПб.: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 2003. С. 124-135.
2. Василевский А.Г., Добрынин С.Н., Тихонова Т.С. Методики экспертных оценок безопасности ГТС ГЭС на основе компьютерных технологий // Гидротехническое строительство. 2001. №2. С. 6-9.
3. Василевский А.Г., Штильман В.Б., Шульман С.Г. Методы оценки надежности затворов гидротехнических сооружений (системный анализ). СПб.: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 2010. 530 с.
4. Векслер А.Б., Ивашинцов Д.А., Стефанишин Д.В. Надежность, социальная и экологическая безопасность гидротехнических объектов: оценка риска и принятие решений. СПб.: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 2002. 592 с.
5. Беллендир Е.Н., Ивашинцов Д.А., Стефанишин Д.В., Финагенов О.М., Шульман С.Г. Вероятностные методы оценки надежности грунтовых гидротехнических сооружений.Т. 1. СПб.: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 2003. 556 с.
6. Беллендир Е.Н., Ивашинцов Д.А., Стефанишин Д.В., Финагенов О.М., Шульман С.Г. Вероятностные методы оценки надежности грунтовых гидротехнических сооружений Т. 2. СПб.: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 2004. 524 с.
7. Барабанова Е.А. Типичные случаи повреждения гидротехнических сооружений и меры по обеспечению их безопасности // Гидротехническое строительство. 1995. №3. С. 14-27.
8. Бритвин С.О., Иващенко И.Н., Семенов И.В. Основные положения концепции обеспечения безопасности гидротехнических сооружений // Гидротехническое строительство. 2004. №10. С. 2-5.
9. Иващенко И.Н., Радкевич Д.Б., Иващенко К.И. Вероятностная оценка риска аварий плотин по результатам их мониторинга и обследований // Гидротехническое строительство. 2012. №7. С. 22-28.
10. Соколов В.А. Оценка технического состояния строительных конструкций зданий на основе многоуровневого вероятностного анализа // Инженерно-строительный журнал. 2011. №7(25). С. 45-51.
11. Куранов Н.П., Розанов Н.Н., Тимофеева Е.А. Расчеты риска аварий гидротехнических сооружений // Водоснабжение и санитарная техника. 2009. №1. С. 41-44.
12. Hoeg K. New dam safety legislation and the use of risk analysis // Int. Journal on Hydro-power and Dams. 1998. №5. Pp. 85-88.
13. Kumamoto H., Henley E.J. Probabilistic Risk Assessment and Management for Engineers and Scientists. New York. IEEE Press, 1996. 597 p.
14. Lagerholm S. Safety and reliability of spillway gates // Proceedings Supplement: Repair and upgrading of dams, Stockholm, Sweden. June 5-7, 1996. Pp. 362-373.
15. Salmon G.M., Hartford D N D. Risk analysis for dam safety: Part I, II. // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts. 1995. №47(3). Pp. 42-47.
16. Serafim J.L., Coutinho-Rodrigues J.M. Statistics of dam failures: a preliminary report // Int. Water Power & Dam Construction. 1989. Vol. 41. №4. Pp. 30-34.
17. Silveira A.F. Deterioration in dams and reservoirs // Proc. of the 20-th IAHR Congress. 1983. Vol. 2. Pp. 443-456.
18. The use of risk analysis to support dam safety decisions and management // Trans. of the 20-th Int. Congress on Large Dams. Beijing, China. 19-22 September. 2000. Vol. 1. Q. 76, 896 p.
19. Бобков С.Ф., Боярский В.М., Векслер А.Б., Швайнштейн А.М. Основные факторы учета пропускной способности гидроузлов при декларировании их безопасности // Гидротехническое строительство. 1999. №4. С. 2-10.
20. СП 58.13330.2012 Гидротехнические сооружения. Основные положения (актуализированная редакция СНиП 33-01-2003). М.: Минрегион России. 2012. 39 с.

** Владимир Борисович Штильман, Санкт-Петербург, Россия*
Тел. раб.: +7(812)493-93-78; эл. почта: shtilmanvb@vniig.ru

© Стефанишин Д.В., Штильман В.Б., 2012

Вероятностная оценка надежности нескальных оснований сооружений при сейсмических воздействиях

Д.т.н., ведущий научный сотрудник И.У. Альберт*;
д.т.н., профессор С.Г. Шульман,
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»

Ключевые слова: надежность; нескальные основания; теория предельных состояний; нормативная оценка надежности; сейсмические воздействия; количественная оценка надежности; адаптация нормативного метода оценки надежности; теория вероятности; расчетная модель основания

Оценка надежности нескальных оснований сооружений, расположенных в районах интенсивной сейсмичности, в нормативной (детерминированной) постановке основана на использовании теории предельных состояний [1,2]. Данная теория различает предельные состояния по несущей способности (первая группа предельных состояний) и по деформациям (вторая группа предельных состояний). Отметим особенности нормативной методики оценки надежности.

Во-первых, в расчетных соотношениях используется комплекс эмпирических коэффициентов, необходимость которых обусловлена неполнотой и недостоверностью исходной сейсмологической и иной информации, относящейся к свойствам материалов, особенностям рассматриваемой конструкции, поведения элементов сооружений в условиях сочетания статических и интенсивных низкочастотных сейсмических воздействий, степени ответственности сооружения и условий работы.

Такие коэффициенты определены на основе натурных, экспериментальных и расчетных исследований типовых объектов, близких по указанным выше исходным данным и использованию методов статистической обработки. Однако для уникальных объектов и уникальных сейсмических воздействий использование такой системы поправочных коэффициентов может привести к неадекватным результатам.

Во-вторых, в большинстве случаев нормативные методы оценки не дают количественной оценки надежности, так как в качестве окончательного результата расчета делается качественный вывод относительно надежности основания. Следовательно, сопоставление таких качественных оценок для различных вариантов конструкций оснований не представляется возможным.

В-третьих, применение нормативной оценки надежности характеризуется отсутствием системного подхода, то есть оценки надежности всей системы сооружения, включающей строительные надфундаментные конструкции, фундамент и основание.

Тем не менее, учитывая важность и широкое распространение нормативных методов оценки надежности, которые являются основным инструментом при проектировании, естественно возникает стремление адаптировать нормативный метод, используя более адекватные способы учета неполноты и недостоверности исходной информации. Суть такой адаптации состоит в придании параметрам рассматриваемой модели основания характера случайных величин или функций [3,4]. Тем самым открывается возможность использования аппарата теории вероятностей [5] и, что важно, возможность получения количественной оценки надежности в виде вероятности отказа (или вероятности безотказной работы) [6,7,8].

Использование аппарата теории вероятности дает возможность наряду с определением количественной оценки надежности основания получать также данные, характеризующие их чувствительность к случайным изменениям параметров, что позволяет в ряде случаев сократить число случайных переменных (полагая их детерминированными) и, тем самым, сократить объем необходимых вычислений.

Применение вероятностного подхода позволяет объединять результаты оценки надежности по каждому элементу системы сооружения, используя параметрическую и структурно-логическую теории надежности.

Методика количественной оценки надежности нескальных оснований

Адаптацию нормативной методики оценки надежности по критерию предельной несущей способности рассмотрим на примере нескального грунтового основания.

Аналогичная адаптация без существенных изменений может применяться и для других элементов сооружения: фундаментов, надфундаментных строительных конструкций и установленного на них оборудования [9,10]. В отличие от известной работы [8], научная новизна данного исследования заключается в оценке вероятности сохранения работоспособности нескального основания для всех возможных вариантов состояний подсистемы «фундамент – основание», в том числе при частичном отрыве подошвы фундамента.

Кроме того, данная методика может также использоваться без принципиальных отличий для оценки надежности оснований, сложенных несвязными водонасыщенными грунтами, по критерию возможности разжижения [9,10,11].

Как известно, нормативная оценка надежности нескальных оснований по первой группе предельных оснований выполняется по различным расчетным формулам в зависимости от соотношения между эксцентриситетами вертикальной нагрузки и эпюры предельной несущей способности. При выполнении определенных условий также допускается возможность сохранения несущей способности основания при частичном отрыве подошвы фундамента.

Расчетная модель основания представляет собой полубесконечную однородную среду, характеризуемую углом внутреннего трения *φ*, коэффициентом сцепления *c*, модулем деформации *E* и коэффициентом Пуассона *μ*. Несущая способность основания характеризуется эпюрой предельных давлений трапецеидального очертания с эксцентриситетом e_u и ординатами боковых сторон p_0, p_b. Ординаты эпюры предельных давлений определяются соотношениями [2]:

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma_1^{'} d + \xi_c (F_1 - 1) c / tg\varphi , \quad (1)$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_1 - b(F_2 - k_{eq} F_3) , \quad (2)$$

где $\xi_q \xi_c, \xi_\gamma$ – коэффициенты, зависящие от соотношения сторон фундамента;

F_1, F_2, F_3 – функции угла внутреннего трения;

c – расчетное значение коэффициента сцепления;

$\gamma_1, \gamma_1^{'}$ – расчетные значения удельного веса грунта выше и ниже подошвы фундамента,

d – глубина заложения фундамента;

k_{eq} – коэффициент, зависящий от балла воздействия.

Надежность (сохранение прочности) обеспечивается при выполнении условия:

$$N_a \le \gamma_c N_{u,eq} / \gamma_n , \quad (3)$$

где N_a – вертикальная составляющая нагрузки в особом сочетании;

$N_{u,eq}$ – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления при сейсмическом воздействии;

$\gamma_{c,eq}$ – сейсмический коэффициент условий работы;

γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружения.

В зависимости от соотношения между эксцентриситетами эквивалентная величина предельной несущей способности основания $N_{u,eq}$ может принимать одно из трех возможных значений:

- при $e_a < e_u$

$$N_{u1,eq} = 0.5bL(p_0 + p_b); \quad (4)$$

- при $e_a \geq e_u$

$$N_{u2,eq} = bLp_b/(1+6e_a/b); \quad (5)$$

- при $e_{a)} > b/6,\ p_{\max} = 2N_a/[3l(b/2-e_a)] \leq p_b$

$$N_{u3eq} = 0/5b_c l p_b. \quad (6)$$

В группе условий (6), определяющих возможность сохранения прочности основания при частичном отрыве подошвы фундамента, обозначены:

$p_{\max}$ – максимальное давление по подошве фундамента при частичном отрыве подошвы;

p_b – ордината эпюры для фундамента, имеющего условную ширину b_c;

$b_c = 1.5(b-e_a)$ – размер подошвы, равный размеру сжатой зоны;

e_a – эксцентриситет вертикальной нагрузки, $e_a = M/N$;

M, N – соответственно, вертикальная нагрузка и изгибающий момент, приведенный к подошве фундамента;

e_u – эксцентриситет равнодействующей эпюры предельного давления основания;

$e_u = b(p_b - p_0)/6(p_b + p_0)$;

N_{u1}, N_{u2}, N_{u3} – варианты значений вертикальной составляющей силы предельного сопротивления основания.

Нормативная оценка надежности заключается в проверке выполнения групп неравенств, определяющих условия сохранения работоспособности основания в детерминированной постановке:

$$\Phi_1 = F_s/F_V - \sin(\varphi) < 0 \quad (7)$$

$$\Phi_2 = e_a - b/6 < 0 \quad (8)$$

$$\Phi_3 = e_a - e_u < 0 \quad (9)$$

$$\Phi_4 = e_a - b/3 < 0 \quad (10)$$

$$\Phi_5 = p_{\max} - \overline{p}_b < 0 \quad (11)$$

$$\Phi_6 = F_v - N_{u1} < 0 \quad (12)$$

$$\Phi_7 = F_v - N_{u2} < 0 \quad (13)$$

$$\Phi_8 = F_v - N_{u3} < 0 \quad (14)$$

В зависимости от выполнения комбинации условий, выражаемых соотношениями (7-14), вертикальная сила предельного сопротивления основания вычисляется по соотношениям:

- при $\Phi_1 < 0,\ \Phi_2 < 0, \Phi_3 < 0$ сила

$$N_{u\,eq} = N_{u1}; \quad (15)$$

- при $\Phi_1 < 0, \Phi_2 < 0,\ \Phi_3 > 0$ сила

$$N_{u\,eq} = N_{u2}; \quad (16)$$

- при $\Phi_1 < 0, \Phi_3 < 0, \Phi_4 < 0, \Phi_5 < 0$ сила

$$N_{u\,eq} = N_{u3}\,. \tag{17}$$

Вероятностная интерпретация этих условий позволяет получить расчетные соотношения для количественной оценки надежности (вероятности отказа) основания.

При проведении такой интерпретации обычно используется прием, состоящий в разложении в ряд Тейлора функций, определяющих надежную работу основания и сохранение в разложениях только линейных слагаемых [3,5,13,15]. Далее используются известные соотношения теории вероятностей, позволяющие вычислить математическое ожидание и дисперсию линейной функции случайных аргументов. При необходимости в разложениях можно оставить слагаемые более высокого порядка с последующей проверкой значимости дополнительных слагаемых.

Приведем в качестве примера такую интерпретацию для первого варианта сочетаний условий, определяющих надежность основания. Эти условия заключаются в определении вероятностей их выполнения P_i:

а) вероятность выполнения условия глубинного сдвига:

$$P_1 = P(\Phi_1 < 0) = P[\frac{F_s}{F_v} - \sin(\varphi)] < 0\,, \tag{18}$$

где F_s, F_v – горизонтальная и вертикальная компоненты суммарных (статических и инерционных сейсмических) нагрузок на основание;
φ – угол внутреннего трения грунта, выполнение данного условия учитывается при всех вариантах соотношений между эксцентриситетами нагрузки и эпюры предельной несущей способности основания;

б) вероятность выполнения соотношения между эксцентриситетами вертикальной нагрузки и эпюры предельной несущей способности:

$$P_3 = P(\Phi_3 < 0) = P(e_a - e_u < 0)\,; \tag{19}$$

в) вероятность непревышения вертикальной нагрузки предельной силы сопротивления основания:

$$P_6 = P(\Phi_6 < 0) = P(F_v - N_{u1} < 0)\,. \tag{20}$$

Вероятность надежной работы основания при одновременном выполнении условий (7,9,12) определяется произведением:

$$N_1 = P_1 \cdot P_3 \cdot P_6\,. \tag{21}$$

Вероятность надежной работы основания при одновременном выполнении условий (7,9,12) определяется произведением:

$$N_2 = P_1 \cdot V_3 \cdot P_7\ ,\ V_3 = 1 - P_3\,. \tag{22}$$

Для вычисления вероятности выполнения условия (7), считая величины F_s, F_v и φ нормально распределенными, определим вероятностные характеристики функции $\Phi_1 = \frac{F_s}{F_v} - \sin(\varphi)$ – математическое ожидание $m(\Phi_1)$ и дисперсию $D(\Phi_1)$:

$$m(\Phi_1) = \frac{m(F_s)}{m(F_v)} - \sin[m(\varphi)]\,, \tag{23}$$

где $m(F_s),\ m(F_V), D(F_s), D(F_V)$ – математические ожидания и дисперсии вертикальной и горизонтальной составляющих нагрузки.

Дисперсия функции Φ_1 определяется методом прямой линеаризации, для чего представим ее в виде разложения в ряд Тейлора в окрестности математических ожиданий переменных с сохранением только линейных относительно производных слагаемых:

$$\Phi_1 \approx m(\Phi_1) + \left.\frac{\partial \Phi_1}{\partial F_s}\right|_m [(F_s - m(F_s)] + \left.\frac{\partial \Phi_1}{\partial F_v}\right|_m [F_v - m(F_v)] + \left.\frac{\partial \Phi_1}{\partial \varphi}\right|_m [\varphi - m(\varphi)], \quad (24)$$

$$D[\Phi_1(F_s, F_v, \varphi)] = \frac{1}{[m(F_v)]^2} \cdot D(F_s) + \{\frac{[m(F_s)]^2}{[m(F_v)]^4} \cdot D(F_v) + \cos^2[m(\varphi)] \cdot D(\varphi) + \\ + 2\frac{m(F_s)}{[m(F_v)]^3} \cdot \sqrt{D(F_s)D(F_v)} \quad . \quad (25)$$

Частные производные функции Φ_1, определяемые при значениях аргументов, равных соответствующим математическим ожиданиям:

$$\left.\frac{\partial \Phi_1}{\partial F_S}\right|_m = \frac{1}{m(F_V)}; \quad \left.\frac{\partial \Phi_1}{\partial F_{Vs}}\right|_m = -\frac{m(F_S)}{m^2(F_V)}; \quad \left.\frac{\partial \Phi_1}{\partial \varphi}\right|_m = \cos[m(\varphi)]. \quad (26)$$

Если аргументы линейной функции имеют нормальное распределение, то плотность вероятности самой функции также подчиняется нормальному распределению, что позволяет определить искомую вероятность выполнения условия (7):

$$P_1 = P(\Phi_1 < 0) = \frac{1}{2}[1 - \Phi_0[\frac{m(\Phi_1)}{\sqrt{D(\Phi_1)}}], \quad (27)$$

где Φ_0 – интеграл вероятности.

Аналогичным образом осуществляется вычисление вероятностей выполнения всех условий сохранения прочности основания.

Для вычисления компонент вертикальной нагрузки F_V, F_S изгибающего момента *M* при возникновении сейсмического воздействия используется динамический расчет колебаний сооружения на основании. Пример такого расчета изложен в работе [6]. Оценка надежности основания в этом случае включает случайные характеристики сейсмического воздействия (балл воздействия и собственные частоты колебаний сооружения на нескальном основании). Методика количественной оценки надежности основания по второй группе предельных состояний аналогична вышеизложенной при условии задания предельно допустимых кренов и осадок сооружения.

Тем же методом оценивается надежность основания в соответствии с теорией предельного равновесия. В этом случае рассматривается вероятность плоского сдвига по подошве фундамента с учетом активного и пассивного боковых давлений на заглубленную часть фундамента.

Заключение

Разработана методика количественной оценки надежности одного из элементов системы сооружения – нескального грунтового основания. Приведены необходимые расчетные соотношения, полученные на основе использования математического аппарата теории вероятностей, параметрической и структурно-логической теорий надежности.

Методика может быть использована также для количественной оценки надежности других элементов системы сооружения (фундамента, надфундаментных строительных контрукций и установленного в сооружении оборудования).

Литература

1. СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений / Госкомитет по делам строительства. М., 1985. 41 с.
2. Пособие к СНиП 2.02.01-83 / НИИОСП им. Н.М.Герсеванова. М.: Стройиздат, 1986. 415 с.
3. Беллендир Е.Н., Ивашинцев Д.А., Стефанишин Д.В., Финагенов О.М., Шульман С.Г. Вероятностные методы оценки надежности грунтовых гидротехнических сооружений. СПб: ОАО «ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева», 2003. т. 1.С. 326-336.
4. Ермолаев Н.Н., Михеев В.В. Надежность оснований сооружений. Л.: Стройиздат, 1976. С. 55-64.
5. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. М.: Наука, 1969. С. 67-106.
6. Альберт И.У. Численная оценка вероятности отказа системы «сооружение – сейсмоизолирующий фундамент – основание» при сейсмических воздействиях // Вестник гражданских инженеров. 2008. №1(14). С. 17-24.
7. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость.СПб.: Наука,1998. 254 с.
8. Бирбраер А.Н., Шульман, С.Г. Прочность и надежность конструкций АЭС при особых динамических воздействиях. М.: Энергоатомиздат, 1989. 301 с.
9. Idriss I.M., Yound T.L. Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2001. Vol. 127. №4. Pp.297-313.
10. Esteva L. Geology and probability in the assessment of seismic risk. Proc. Second Intl. Congress Int. Assoc. Eng. Geology., San Paulo, Brazil. 1974. Pp. 378-392.
11. Freudenthal A.M. Safety and probability of structural failure // Proc. ASCE. 1954. Vol. 80. Paper №468.
12. Барштейн, М.Ф. Приложение вероятностных методов к расчету сооружений на сейсмические воздействия // Строительная механика и расчет сооружений. 1960. №2. С. 25–29.
13. Бугаенко С.Е., Буторин С.Л., Шульман Г.С., Шульман С.Г. Прочность и надежность конструкций АЭС при экстремальных воздействиях. М.: Энергоатомиздат, 2005. 575 с.
14. Wolf J. P. Soil – structure – interaction analysis in time domain. New Jersey: Prentice-Hall, 1988. 446 p.
15. Альберт И.У. Вероятностная оценка надежности системы «сейсмоизолированное сооружение – основание» при сейсмических воздействиях // Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 2005. Т. 244. С. 203-209.
16. Аугусти, Г., Барретта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. М.: Стройиздат, 1988. 584 с.
17. Аубакиров, А.Т. Фундаменты и подземные сооружения при динамических воздействиях. Ташкент: Фан, 1975. С. 50 – 54.
18. Kanai K. Improved empirical formula for the seismic characteristics of the ground // Bull. of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo. 1957. Vol. 35. Pp. 73-81.

** Июля Ушерович Альберт, Санкт-Петербург, Россия*

Тел. раб.: +7(812)590-19-25; эл. почта: albertyu@vniig.ru

© Альберт И.У., Шульман С.Г., 2012

Оценка демпфирующего влияния основания на колебания сооружения (детерминированный, вероятностный и возможностный подходы)

Научный сотрудник Е.А. Андрианова*;
к.т.н., ведущий научный сотрудник Б.Д. Кауфман;
д.т.н., профессор С.Г. Шульман,
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева»

Ключевые слова: сооружение; основание; колебания; теория вероятностей; теория возможностей

Проблема взаимодействия сооружения с основанием является одной из центральных в теории сейсмостойкости, т.к. от ее решения в значительной мере зависят нагрузки на сооружение.

Известно, что в процессе динамического взаимодействия сооружение отдает часть энергии колебаний посредством распространяющихся в основании упругих волн. Это приводит к появлению некоторого «присоединенного затухания», величина которого зависит от соотношения жесткостей сооружения и основания [1-7]. Если жесткостные характеристики сооружения определяются однозначно, то свойства основания, как правило, отличаются значительным разбросом. Например, коэффициенты вариации скоростей распространения волн в основании часто достигают 30-40%. Динамический модуль, пропорциональный квадрату скорости поперечных волн, – величина еще более неопределенная.

Традиционным методом решения задач в таких условиях является вероятностный подход, однако далеко не всегда мы располагаем достаточным по количеству и качеству статистическим материалом, позволяющим обоснованно применять аппарат теории вероятностей. В последние десятилетия развиваются другие методы учета неопределенностей, основанные на теории нечетких множеств. Наибольшее распространение получила теория возможностей [8,9], применение которой приводит к интервальным оценкам. Однако для системы «сооружение-основание» эти методы пока не использовались.

Ниже рассматривается задача об оценке демпфирующего влияния основания, характеристики которого, в зависимости от полноты информационного обеспечения, считаются либо случайными (в терминах теории вероятностей), либо нечеткими (при использовании теории возможностей). В детерминистической постановке эта задача рассматривалась в работах [1,2,5,6,7].

Моделью сооружения служит линейный осциллятор, моделью основания – упругая однородная полуплоскость.

Уравнение колебаний осциллятора имеет вид:

$$\ddot{X} + 2\varepsilon\dot{X} + \omega_0^2 X = -\ddot{\alpha}\,. \tag{1}$$

Здесь X – вертикальное или горизонтальное перемещение сооружения относительно основания; ω_0 – соответствующая частота его собственных незатухающих колебаний; ε – коэффициент затухания. Смещение основания α представим в виде суммы двух слагаемых:

$$\alpha = \alpha_0 + \alpha_1\,, \tag{2}$$

где α_0 – смещение поверхности основания в месте установки сооружения, но в его отсутствие; α_1 – смещение основания от нагрузки взаимодействия, которая определяется из условий сопряжения сооружения с основанием:

$$\left.\begin{matrix} 2ap(t) \\ 2aq(t) \end{matrix}\right\} = -rX(t)\,, \tag{3}$$

где $p(t)$ и $q(t)$ – соответственно вертикальная и горизонтальная нагрузки взаимодействия, которые будем считать равномерно распределенными на участке $2a$ границы полуплоскости.

Необходимо определить перемещения α_1 точки (0,0) полуплоскости от нагрузок взаимодействия. Поставленная задача является одной из модификаций задачи Лэмба [10,11] – о динамических перемещениях упругой полуплоскости в условиях плоской деформации при заданных нагрузках, изменяющихся во времени.

Свойства материала основания характеризуются плотностью ρ_0 и скоростями распространения продольных и поперечных волн:

$$c_1 = \sqrt{\frac{\lambda_0 + 2\mu_0}{\rho_0}}, c_2 = \sqrt{\frac{\mu_0}{\rho_0}},$$

где λ_0 и μ_0 – постоянные Ляме.

Дифференциальные уравнения движения полуплоскости имеют вид:

$$\begin{cases} \dfrac{\partial^2 U}{\partial x^2} + (1-\eta^2)\dfrac{\partial^2 V}{\partial x \partial z} + \eta^2 \dfrac{\partial^2 U}{\partial z^2} = \dfrac{1}{c_1^2}\ddot{U} \\ \eta^2 \dfrac{\partial^2 V}{\partial x^2} + (1-\eta^2)\dfrac{\partial^2 U}{\partial x \partial z} + \dfrac{\partial^2 U}{\partial z^2} = \dfrac{1}{c_1^2}\ddot{V} \end{cases}, \tag{4}$$

где $U(x,z,t)$, $V(x,z,t)$ – соответственно горизонтальные и вертикальные перемещения в полуплоскости; $\eta = c_2/c_1$.

Для решения применим интегральные преобразования Лапласа по времени (при нулевых начальных условиях) и Фурье – по координате x. Указанные преобразования функции $U(x,z,t)$ имеют вид:

$$\overline{U}(x,z,\phi) = \int_0^\infty U(x,z,t)e^{-\varphi t}\,dt,$$

$$\widetilde{U}(\xi,z,t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{\infty} U(x,z,t)e^{-i\xi x}\,\mathrm{d}x,$$

где θ и ξ – параметры в преобразованиях Лапласа и Фурье соответственно.

Введем следующие безразмерные соотношения:

$$t^* = \frac{c_2}{a}t; \quad s = \frac{a}{c_2}\phi; \quad \psi = a\xi; \quad x^* = \frac{x}{a}; \quad z^* = \frac{z}{a}.$$

В дальнейшем *t*, *x*, z будут употребляться только в безразмерном виде, и звездочки над ними опустим.

В результате (4) примет вид:

$$\begin{cases} \eta^2 \dfrac{\partial^2 \widetilde{\overline{U}}}{\partial z^2} + (1-\eta^2) i\psi \dfrac{\partial^2 \widetilde{\overline{V}}}{\partial z} = (s^2\eta^2 + \psi^2)\widetilde{\overline{U}} \\ \dfrac{\partial^2 \widetilde{\overline{V}}}{\partial z^2} + (1-\eta^2) i\psi \dfrac{\partial^2 \widetilde{\overline{U}}}{\partial z} = \eta^2(s^2 + \psi^2)\widetilde{\overline{V}} \end{cases}. \tag{5}$$

Двойной надчерк над функциями в (5) и далее обозначает, что проделаны оба интегральных преобразования.

Решение системы обыкновенных дифференциальных уравнений (5) будем искать по Эйлеру в виде:

$$\begin{aligned} \tilde{U} &= A_1 e^{-k_1 z} + A_2 e^{-k_2 z} \\ \tilde{V} &= B_1 e^{-k_1 z} + A B_2 e^{-k_2 z} \end{aligned}, \tag{6}$$

где $k_1 = \sqrt{s^2\eta^2 + \psi^2}$; $k_2 = \sqrt{s^2 + \psi^2}$.

Коэффициенты A_1, A_2, B_1, B_2 находятся из граничных условий, поэтому задачи о действии на полуплоскость нагрузок $p(t)$, $q(t)$ рассмотрим отдельно.

Для определения вертикальных смещений границы полуплоскости от вертикальной нагрузки уравнения (4) решаются при следующих граничных условиях:

$$\begin{aligned} &z = 0: \quad \sigma_z = \begin{cases} p(t), & -1 \le x \le 1 \\ 0, & -\infty < x < -1, \quad 1 < x < \infty \end{cases} \\ &z = 0: \quad \tau_{xy} = 0, \quad -\infty < x < \infty \\ &z \to \infty: \quad \sigma_x = \sigma_z = \tau_{xy} = 0, \end{aligned}, \tag{7}$$

где

$$\left.\begin{aligned} \sigma_x &= (\lambda_0 + 2\mu_0)\frac{\partial U}{\partial x} + \lambda_0 \frac{\partial V}{\partial z} \\ \sigma_z &= (\lambda_0 + 2\mu_0)\frac{\partial V}{\partial x} + \lambda_0 \frac{\partial U}{\partial z} \\ \tau_{xy} &= \mu_0\left(\frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial V}{\partial x}\right) \end{aligned}\right\}. \tag{8}$$

Применяя к (7) и (8) преобразования Лапласа и Фурье [12,13], определим значения коэффициентов A_1, A_2, B_1, B_2 и, подставив (6) в (5), получим выражение для перемещений $\tilde{U}(\psi, z, s)$, $\tilde{V}(\psi, z, s)$. Интересующие нас в данном случае вертикальные перемещения границы полуплоскости после обратного преобразования Фурье будут иметь вид [1]:

$$\tilde{V}(x,0,s)_\phi = -\frac{2a\bar{p}(s)}{\pi\mu_0} s^2 \int_0^\infty \frac{\sin\psi}{\psi} \frac{\sqrt{s^2\eta^2 + \psi^2}}{F(\psi, s)} \cos\psi x \partial\psi, \tag{9}$$

где

$$F(\psi, s) = (2\psi^2 + s^2)^2 - 4\psi^2\sqrt{s^2\eta^2 + \psi^2}\sqrt{s^2 + \psi^2}. \tag{10}$$

При определении горизонтальных смещений границы полуплоскости от горизонтальной нагрузки граничные условия имеют вид:

$$\begin{aligned} &z = 0: \quad \tau_{xy} = \begin{cases} q(t), & -1 \le x \le 1 \\ 0, & -\infty < x < -1, \quad 1 < x < \infty \end{cases} \\ &z = 0: \quad \sigma_z = 0, \quad -\infty < x < \infty \\ &z \to \infty: \quad \sigma_x = \sigma_z = \tau_{xy} = 0, \end{aligned}. \tag{11}$$

Решая задачу аналогично, получим выражение для горизонтальных смещений границы полуплоскости в изображениях по Лапласу [1,2]:

$$\tilde{U}(x,0,s)_\phi = -\frac{2a\bar{q}(s)}{\pi\mu_0} s^2 \int_0^\infty \frac{\sin\psi}{\psi} \frac{\sqrt{s^2\eta^2 + \psi^2}}{F(\psi, s)} \cos\psi x \partial\psi. \tag{12}$$

Считая начальные условия нулевыми, применим к (1) преобразование Лапласа и, переходя к безразмерным параметрам, получим:

$$(s^2 + 2\bar{\varepsilon}s + \omega_0^2)\bar{X} = -s^2(\bar{\alpha}_0 + \bar{\alpha}_1), \tag{13}$$

где $\bar{\omega}_0 = \omega_0 \dfrac{a}{c_2}$, $\bar{\varepsilon} = \varepsilon \dfrac{a}{c_2}$ – безразмерные частота и коэффициент затухания осциллятора.

При вертикальных колебаниях $\alpha_1(s) = \bar{V}(0,0,s)$, при горизонтальных $\alpha_1(s) = \bar{U}(0,0,s)$. Подстановка выражений (9) или (12) в (13) приводит к уравнению колебаний осциллятора с учетом его взаимодействия с основанием:

$$\left[s^2 + 2\bar{\varepsilon}s + \bar{\omega}_0^2 + r_0 s^3 \bar{K}_0(s)\right]\bar{X} = -s^2\bar{\alpha}_0, \tag{14}$$

где $r_0 = \dfrac{r}{\pi\mu_0}$ – относительная жесткость сооружения и основания.

Функция $\bar{K}_0(s)$, отражающая влияние основания, для различных видов колебаний имеет вид:

$$\bar{K}_0^{верт}(s) = s\int_0^\infty \frac{\sin\psi}{\psi}\frac{\sqrt{s^2\eta^2 + \psi^2}}{F(\psi,s)}\partial\psi, \tag{15}$$

$$\bar{K}_0^{гор}(s) = s\int_0^\infty \frac{\sin\psi}{\psi}\frac{\sqrt{s^2 + \psi^2}}{F(\psi,s)}\partial\psi. \tag{16}$$

Из (14) можно найти изображение $\bar{X}(s)$, однако непосредственный переход к оригиналам при помощи таблиц не представляется возможным ввиду сложности выражений (15) и (16). Поэтому воспользуемся приемом, предложенным в работах [14,15] для решения сходной задачи. Обе части уравнения поделим на s^3. Тогда получим:

$$\bar{X}\left[\bar{K}(s) + \bar{K}_0(s)\right] = -\frac{1}{s}\bar{\alpha}_0, \tag{17}$$

где

$$\bar{K}(s) = \frac{1}{s} + 2\bar{\varepsilon}\frac{1}{s^2} + \bar{\omega}_0^2\frac{1}{s^3}. \tag{18}$$

Применяя к (17) теорему о свертках, получим интегральное уравнение Вольтерра 1 рода относительно $X(\tau)$ с ядром $K_1(\tau)$:

$$\int_0^t K_1(t-\tau)X(\tau)\partial\tau = \int_0^t \alpha_0(\tau), \tag{19}$$

где

$$K_1(\tau) = K(\tau) + r_0 K_0(\tau). \tag{20}$$

Выражение для $K(\tau)$ получим из таблиц [16]:

$$K(\tau) = 1 + 2\bar{\varepsilon}\tau + \bar{\omega}_0^2\frac{\tau^2}{2}. \tag{21}$$

Обращение функции $\bar{K}_0(s)$ выполнено в работе [14]. В результате получены следующие выражения для функций $K_0(\tau)$:

а) при вертикальных колебаниях

$$\overline{K}_0^{верт}(\tau)=\frac{2}{\pi}\left[\int_0^1\frac{(2-\delta^2)^2\sqrt{1-\eta^2\delta^2}+4(1-\eta^2\delta^2)\sqrt{1-\delta^2}}{\delta\Phi(\delta)}f(\tau\delta)\partial\delta+\right.$$
$$\left.+\int_1^{1/\eta}\frac{(2-\delta^2)^2\sqrt{1-\eta^2\delta^2}}{\delta\Phi(\delta)}f(\tau\delta)\partial\delta\right], \qquad (22)$$

где

$$f(\tau\delta)=\begin{cases}\frac{\pi}{2}\tau\delta, & 0\le\tau\delta\le 1\\ \frac{\pi}{2}, & \tau\delta>1\end{cases}; \qquad (23)$$

$$\Phi(\delta)=16(1-\eta^2)-8(3-2\eta^2)\delta^2+8\delta^4-\delta^6; \qquad (24)$$

б) при горизонтальных колебаниях

$$\overline{K}_0^{гор}(\tau)=\frac{2}{\pi}\left[\int_0^1\frac{(2-\delta^2)^2\sqrt{1-\delta^2}+4(1-\delta^2)\sqrt{1-\eta^2\delta^2}}{\delta\Phi(\delta)}f(\tau\delta)\partial\delta+\right.$$
$$\left.+4\int_1^{1/\eta}\frac{(1-\delta^2)\sqrt{1-\eta^2\delta^2}}{\delta\Phi(\delta)}f(\tau\delta)\partial\delta\right]. \qquad (25)$$

Интегралы в пределах $0\le\delta\le 1$, входящие в полученные выражения, существуют в смысле главного значения, так как $\Phi(\delta)=0$ в промежутке интегрирования.

В случае ненулевых начальных условий уравнение (19) будет иметь вид:

$$\int_0^t K_1(t-\tau)X(\tau)\partial\tau=\int_0^t\alpha_0(\tau)+\left[\dot{X}(0)-\dot{\alpha}_0(0)\right]\frac{t^2}{2}+\left[X(0)-\alpha_0(0)\right]t. \qquad (26)$$

Описанный алгоритм решения задачи реализован в виде вычислительной программы, которая позволяет исследовать влияние полуплоскости на колебания осциллятора при задании воздействия непосредственно на осциллятор (задача динамики сооружений), задании сейсмограммы (акселерограммы), зарегистрированной на свободной поверхности основания (задача сейсмостойкости сооружений), а также собственные колебания осциллятора. В этом случае задаются его начальные смещения $X(0)$ и (или) скорость $\dot{X}(0)$. Решение задачи о собственных колебаниях осциллятора при $\overline{\varepsilon}=0$ дает возможность провести количественный анализ затухания, возникающего вследствие оттока энергии в основание.

$K_0(\tau)$ для вертикальных и горизонтальных колебаний осциллятора определяется выражениями (22) и (25). При $r_0=0$ (26) описывает колебания осциллятора на абсолютно жестком основании. Его смещения в этом случае представляют собой бесконечную незатухающую синусоиду с частотой $\overline{\omega}_0$. В качестве примера на рис. (1) приведены графики колебаний осциллятора с $\overline{\omega}_0=1.0$.

Из графиков следует, что эффект взаимодействия проявился, во-первых, в появлении значительного затухания, связанного с отдачей энергии в основание, во-вторых, в изменении периода колебаний [17]. Изменение периода является следствием двух причин: 1) влияние инерционных и жесткостных свойств основания; 2) влияние затухания, так как имеют место зависимости:

$$\frac{\tau}{\tau_0} = \sqrt{1 + \frac{\delta_0^2}{4\pi^2}}, \quad \delta_0 = \ln \psi_1, \quad \psi_1 = \frac{X(t)}{X(\overline{T} + t)},$$

где δ_0 – логарифмический декремент колебаний; ψ_1 – коэффициент затухания (отношение двух последовательных отклонений системы от положения равновесия в одну сторону).

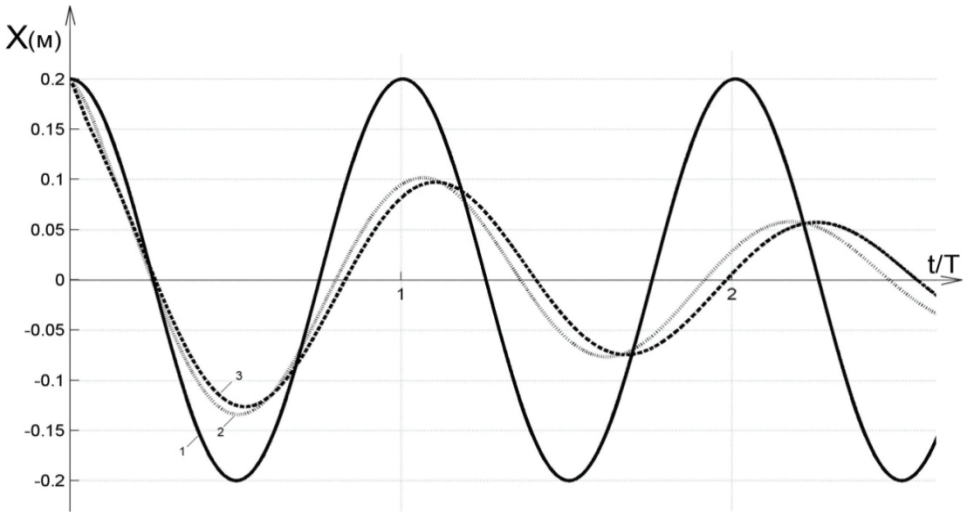


Рисунок 1. Колебания осциллятора, взаимодействующего с полуплоскостью: 1 – основание абсолютно жесткое ($r_0 = 0$); 2 – вертикальные колебания ($r_0 = 0.3$); 3 – горизонтальные колебания ($r_0 = 0.3$)

Известно, однако, что даже при значительном затухании период колебаний изменяется несущественно (при двукратном уменьшении амплитуды в течение одного полного колебания изменение периода составляет всего 0.3% [18]). Поэтому обычно в теории колебаний влиянием затухания на период пренебрегают. Это допущение позволяет в рамках рассматриваемой задачи считать, что изменение периода определяется только влиянием инерционных и жесткостных свойств основания, а затухание – оттоком энергии.

Для количественной оценки демпфирующего влияния основания произведены расчеты двух видов колебаний осциллятора, по результатам которых определены логарифмические декременты δ_0.

При принятом допущении об отсутствии затухания в материале сооружения поведение рассматриваемой системы «сооружение – основание» полностью определяется шестью параметрами, из которых три – r, m, a – относятся к сооружению, остальные три – ρ_0, c_2, η – являются характеристиками основания. Разработанная программа позволяет исследовать влияние любого из параметров системы на величину δ_0, но наибольший интерес представляет влияние скорости распространения поперечных волн c_2 – вследствие ее неопределенности.

На рис.(2,3) приведены графики зависимости $\delta_0(c_2)$ при вертикальных и горизонтальных колебаниях осциллятора для трех значений η. Графики построены для осциллятора с характеристиками: ω_0 = 6.5 Гц, 2a = 23,5 м.

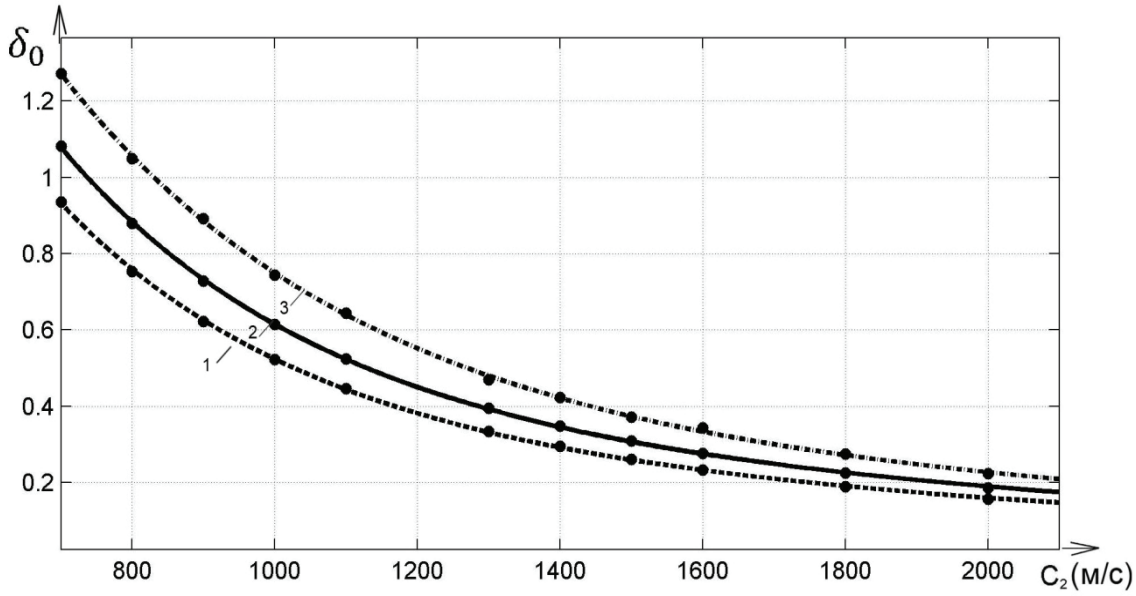


Рисунок 2. Зависимость δ_0 от c_2 при вертикальных колебаниях осциллятора $(\omega_0 = 6.5 Гц)$:
$1-\eta = 0.3; \quad 2-\eta = 0.5; \quad 3-\eta = 0.63$

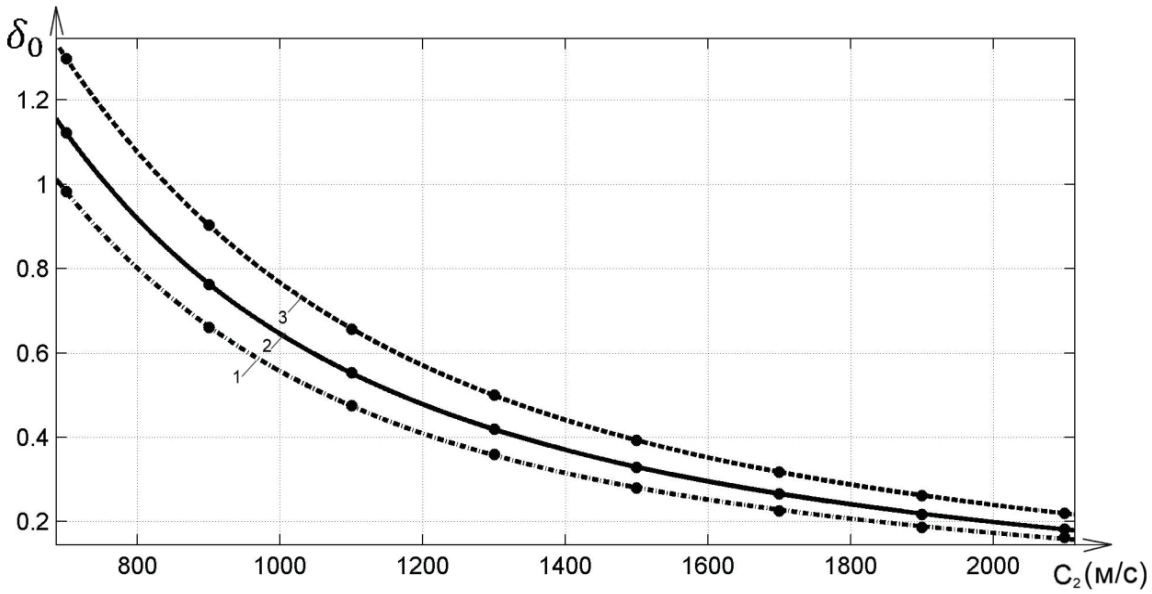


Рисунок 3. Зависимость δ_0 от c_2 при горизонтальных колебаниях осциллятора
$(\omega_0 = 6.5 Гц)$: $1-\eta = 0.3; \quad 2-\eta = 0.5; \quad 3-\eta = 0.63$

Из графиков следует, что при увеличении c_2 (ужесточении основания) отток энергии падает и при $c_2 > 2000 м/с$, т.е. скоростях, соответствующих хорошему скальному основанию, асимптотически приближается к $\delta_0 = 0.1 \div 0.15$. Для грунтовых оснований с $c_2 = 700 \div 1300 м/с$ значения δ_0 лежат в пределах $0.4 \div 1.2$.

Зависимости, представленные на рис. 2,3, хорошо аппроксимируются следующей функцией:

$$\delta_0 = a\exp(bc_2) + c\exp(dc_2), \tag{27}$$

где коэффициенты *a, b, c, d* подбираются с помощью метода наименьших квадратов (использовался пакет MATLAB).

Решая задачу о влиянии разброса значений c_2 на δ_0 в вероятностной постановке, будем считать, что c_2 – случайная величина с нормальным законом распределения. Поскольку установлена функция $\delta_0(c_2)$ в виде (27), то можно привести формулу, связывающую плотности вероятностей c_2 и δ_0.

Введем следующие обозначения: пусть $\psi(\delta_0)$ – функция, обратная к (27); f_δ – плотность распределения δ_0; f_{c2} – плотность распределения c_2. Тогда

$$f_\delta(\delta_0) = f_{c2}(\psi(\delta_0))\left|\frac{d\psi(\delta_0)}{d\delta_0}\right|. \tag{28}$$

Выражение для плотности $f_\delta(\delta_0)$ при условии нормальной плотности $f_{c2}(\psi(\delta_0))$ получается достаточно громоздким, но в нашем случае функция δ_0 достаточно хорошо аппроксимируется не только суммой 2 экспонент, но и одной экспонентой, что дает нам право предполагать, что δ_0 имеет распределение, близкое к логнормальному (как величина, логарифм которой распределен по нормальному закону).

Плотность распределения логнормального закона:

$$f(\delta_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\cdot\sigma\cdot\delta_0}\cdot e^{-\frac{(\ln(\delta_0)-\mu)^2}{2\sigma^2}}. \tag{29}$$

Математическое ожидание m_δ и дисперсия D_δ связаны с параметрами этого распределения следующим образом:

$$m_\delta = e^{\mu+\sigma^2/2}, \quad D_\delta = (e^{\sigma^2}-1)e^{2\mu+\sigma^2}. \tag{30}$$

Чтобы убедиться в близости закона распределения δ_0 к логнормальному, используем метод Монте-Карло. Итак, c_2 считаем распределенным по нормальному закону с заданными m_c и σ_c – матожиданием – и среднеквадратическим отклонением c_2, а остальные параметры примем детерминированными. Проводим 15000 испытаний, по результатам которых строим эмпирический закон распределения величины δ_0, а также вычисляем ее эмпирические характеристики m_δ, σ_δ. Это дает нам возможность вычислить параметры логнормального закона распределения μ и σ по формулам, обратным к (30).

$$\mu = \ln\left(m_\delta^2\Big/\sqrt{m_\delta^2+\sigma_\delta}\right), \quad \sigma = \sqrt{\ln\left(\sigma_\delta^2\Big/\sqrt{m_\delta+1}\right)}. \tag{31}$$

Далее по критерию Колмогорова-Смирнова проверяем соответствие выборки логнормальному распределению. Для проверки используется тест «ktest» пакета MATLAB.

Ниже (рис. 4) приводятся графики эмпирических функций распределения затухания $\delta_0(c_2$ =1500м/с, коэффициенты вариации c_2 10%, 20% и 30%) и логнормальных распределений с параметрами, вычисленными по (31). Из графика видно, что эмпирические графики и графики логнормального распределения хорошо согласуются между собой, что также подтверждает принятую гипотезу.

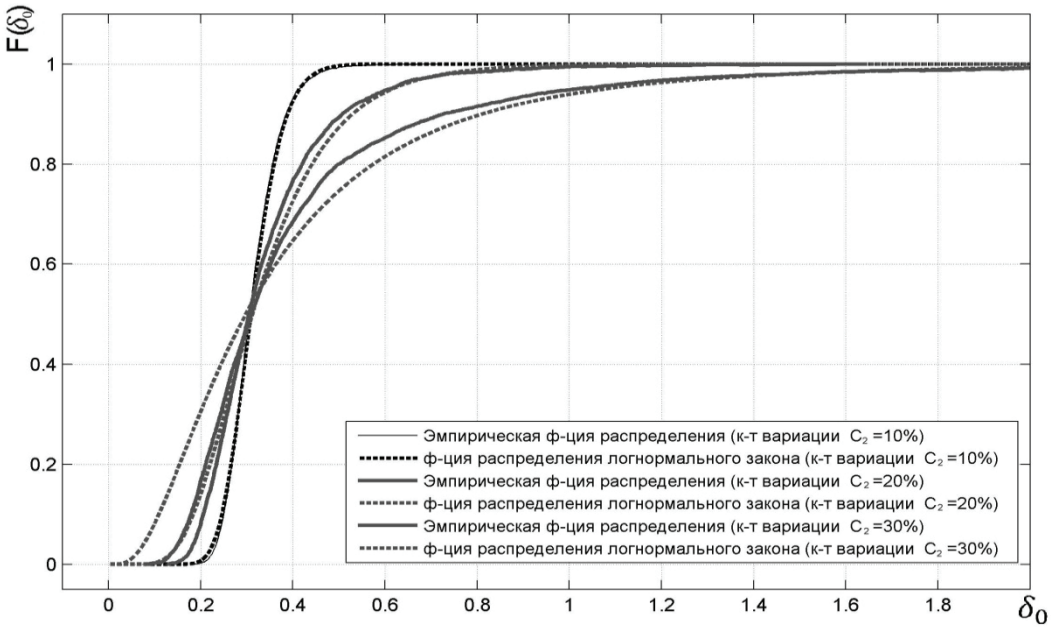


Рисунок 4. Эмпирические функции распределения логнормального закона с параметрами, вычисленными по результатам численного эксперимента

При числе испытаний n = 15000 пройдем весь ряд значений c_2 от 500 до 2100 м/с с шагом 200 м/с при $\sigma_c = 0.2m_c$. Исходные значения c_2 и результаты расчета ($m_\delta, \sigma_\delta, V_\delta = \sigma_\delta / m_\delta$) представлены в таблице 1.

Таблица 1. Исходные значения c_2 и результаты расчета

c_2, м/с	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100
δ_0	1.771	1.075	0.721	0.523	0.394	0.308	0.251	0.211	0.172
m_δ	1.797	1.163	0.781	0.572	0.433	0.342	0.272	0.220	0.183
σ_δ	0.381	0.278	0.203	0.154	0.115	0.096	0.077	0.068	0.059
V_δ	20.96	24.68	27.06	28.28	27.82	29.56	29.87	31.97	34.08

Полученные результаты свидетельствуют о том, что во всем рассмотренном диапазоне скоростей c_2 коэффициенты вариации V_δ превышают 0.2 на 50-60%. Таким образом, заложенная в исходные данные неопределенность имеет тенденцию к увеличению в результатах расчета. Это в значительной степени объясняется тем, что в соответствии с уравнением (20) влияние основания пропорционально квадрату c_2, входящему в коэффициент r_0.

Если информация о c_2 недостаточна для обоснованного использования теории вероятностей, то оценку величины затухания можно осуществлять на основе теории возможностей. Будем считать c_2 нечеткой величиной. В качестве характеристики c_2 будем рассматривать функцию распределения возможностей (ФРВоз) в форме Гаусса [19]:

$$\pi_c(c_2) = e^{-(c_2 - a_c)^2 / 2b_c^2}. \qquad (32)$$

Примем, что $a_c = m_c$, а для определения b_c сгенерируем множество значений $\{c_2\}$ с заданными m_c и σ_c определим $c_{2\min}$ и $c_{2\max}$, а по ним – параметр b_c.

Поскольку затухание δ_0 является функцией от c_2:

$$\delta_0 = f(c_2), \tag{33}$$

то ФРВоз для δ_0 вычисляется по формуле [9]:

$$\pi_{f(c_2)}(\delta_0) = \pi_c(f^{-1}(\delta_0)). \tag{34}$$

В нашем случае затухание δ_0 наиболее точно аппроксимируется суммой 2 экспонент, но для упрощения выражений можно с хорошей точностью аппроксимировать δ_0 и одной экспонентой:

$$\delta_0 = ae^{bc_2}. \tag{35}$$

Тогда

$$\pi_\delta(\delta_0) = \pi_{f(c_2)}(\delta_0) = e^{-(1/b\ln(\delta_0/a)-a_c)^2/2b_c^2}. \tag{36}$$

Рассмотрим следующий пример: $a_c = 1500, \quad \eta = 0.5$.

Для этих значений получаем следующие коэффициенты в (35): a = 3.95, b = −0.0016. Для наглядности (по аналогии с коэффициентом вариации) рассмотрим величину V_c – коэффициент нечеткости:

$$V_c = b_c/a_c\,100\%.$$

На рис. 5 показаны графики ФРВоз для разных коэффициентов нечеткости величины c_2.

Из графиков видно, как изменение коэффициента нечеткости для величины c_2 влияет на вид функции распределения возможностей.

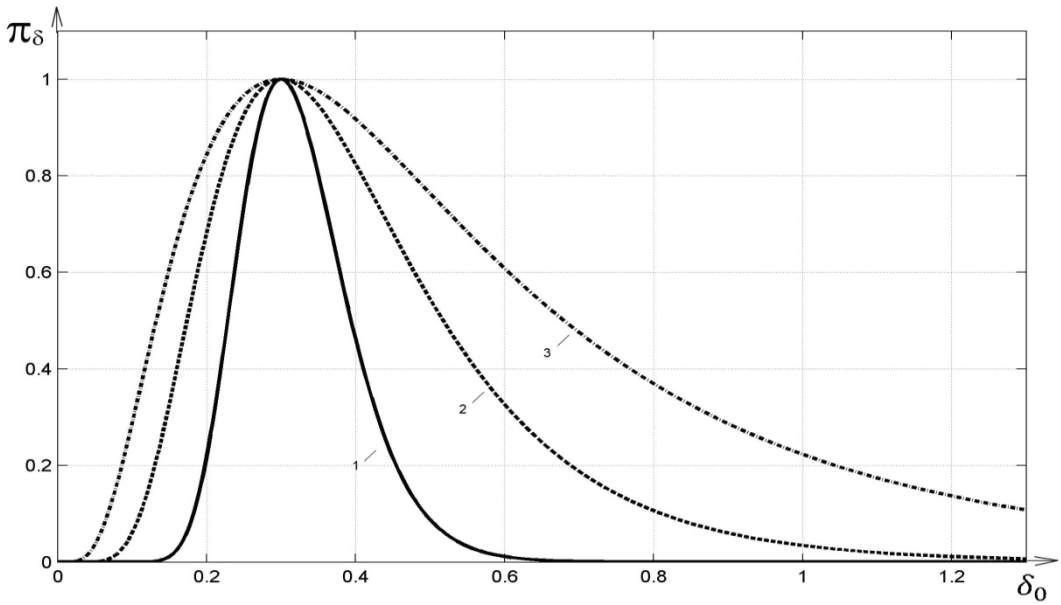


Рисунок 5. Графики ФРВоз для разных значений коэффициента нечеткости:
1 – V_c = 10%; 2 – V_c = 20%; 3 – V_c = 30%

Знание ФРВоз позволяет получить интервальные оценки для затухания δ_0. Вероятность того, что δ_0 больше некоторой величины D, обозначим P($\delta_0 > D$). Тогда имеет место следующая интервальная оценка [9]:

$$P(\delta_0 > D) \in [\underline{P}\overline{P}]$$
$$\underline{P} = 1 - \pi_{f(c_2)}, \quad \overline{P} = 1 \quad (37)$$

Нижняя граница интервала равна разности между единицей и значением ФРВоз при затухании, равном D, верхняя граница всегда равна единице.

Отметим, что если упростить модель и считать, что затухание δ_0 имеет Гауссовскую ФРВоз, то параметр b_δ определяется по формуле [9]:

$$b_\delta = |\delta_0(a_c) - \delta_0(a_c - b_c)|.$$

Сравним ФРВоз, вычисленную точно, и линеаризованную в форме Гаусса. Для наглядности они показаны на графике (рис.6):

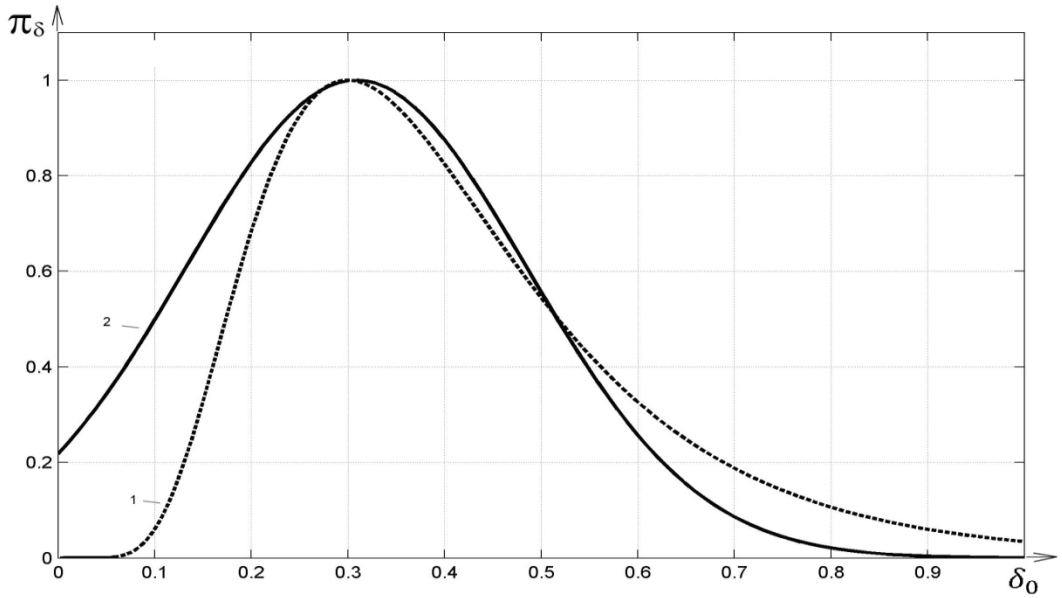


Рисунок 6. Графики ФРВоз (1 – точная; 2 – в форме Гаусса)

Пунктирная линия (1) – ФРВоз, полученная точно по формуле (36), сплошная линия (2) – приближение ФРВоз к Гауссовскому виду. Из графиков видно, что приближение ФРВоз к Гауссовскому виду дает очень большую ошибку. Затухание является заведомо неотрицательной величиной, однако согласно этой ФРВоз имеется большая возможность не только нулевого (значение функции распределения возможностей в нуле равно 0.2), но и отрицательных значений затухания. Малые затухания (до 0.5), как мы видели из предыдущих примеров, имеют очень низкие возможности, однако согласно гауссовскому приближению они превышают 0.25.

В качестве примера найдем интервальную оценку вероятности того, что затухание будет больше 0.05, (т.е. D=0.05), $a_c = 1500$, а параметр b_c принимает значения 150, 300, 450, 600 (им соответствуют коэффициенты нечеткости 10%, 20%, 30%, 40%), и сравним с вероятностной (точечной) оценкой. Результаты приведены в таблице 2.

Таблица 2. Интервальная и вероятностная оценка. Пример расчета

$b_c(V_c)$	300 (20%)	450 (30%)	600 (40%)
$[\underline{P} \div \overline{P}]$	[0.99942789 ÷1]	[0.96378578÷1]	[0.84534303÷1]
P	0.99999972	0.99958109	0.99387730

Изложенная методика позволяет проводить оценку влияния различных факторов на надежность сооружения или его элементов в условиях неполной или неточной информации об исходных параметрах.

Литература

1. Кауфман Б.Д., Шульман С.Г. Собственные колебания осциллятора, взаимодействующего с упругой полуплоскостью // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1978. Т. 122. С. 105-108.
2. Кауфман Б.Д., Шульман С.Г. Совершенствование методов расчета и проектирования гидротехнических сооружений, возводимых в сейсмических районах. Л.: Энергия, 1976. С. 41-44.
3. Wolf J.P. Dynamic soil-structure interaction. New Jersey: Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1985. 466 p.
4. Wolf J.P. Soil – structure – interaction analysis in time domain. New Jersey: Prentice-Hall. 1988. 446 p.
5. Chi-Wen Lin. Damping effect on the structure – foundation interaction // Nuclear Engineering and Design. 1970. Vol. 12. No. 1. Pp. 48-54.
6. Савинов О.А., Уздин А.М. О некоторых особенностях механического взаимодействия сооружения и его основания при землетрясении // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1974. Т. 106. С. 119-126.
7. Proulx J., Darbre G., Kamileris N. Analitical and experimental investigation of damping in arch dams based on recorded earthquake // Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper №68. Vancouver, Canada, 2004. Pp. 1-13.
8. Zadeh L.A. Fuzzy sets as a basis for a theory of possibility // Fuzzy Sets and Systems. 1978. Vol. 1. Pp. 3-28.
9. Дюбуа Д., Прад А. Теория возможностей. Приложение к представлению знаний в информатике. М.: Радио и связь. 1990. 228 с.
10. Lamb H. On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid. // Phil. Trans. Roy. Soc. London. A. 1904. Vol. 203. Pp. 128-130.
11. Петрашень Г.И., Марчук Г.И., Огурцов К.И. О задаче Лэмба в случае полупространства // Ученые записи ЛГУ. 1950. Вып. 21. №135. С. 71-118.
12. Снеддон И. Преобразования Фурье. М.: Иностранная литература,1955. 668 с.
13. Диткин В.А., Прудников А.П. Справочник по операционному исчислению. М.: Высшая школа, 1965. 467 с.
14. Сеймов В.М., Островерх Б.Н. О колебаниях пластины, защемленной в упругое полупространство под действием нагрузки внезапно приложенной к пластине и полупространству // Труды Гидропроекта. 1971. Т. 20. С. 113–121.
15. Сеймов В.М. Динамические контактные задачи. Киев: Наукова думка, 1976. 268 с.
16. Бейтмен Г., Эрдейи А. Таблицы интегральных преобразований. Т. 1. М.: Наука, 1969. 343 с.
17. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Л.: Стройиздат, 1979. 200 с.
18. Пановко Я.Г. Введение в теорию механических колебаний. Учебное пособие для втузов. М.: Наука, 1971. 239 с.
19. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. М.: Наука, 1969. 490 с.

**Елена Александровна Андрианова, Санкт-Петербург, Россия*

Тел. раб.: +7(812)535-55-80; эл. почта: elena-andrianova@bk.ru

© Андрианова Е.А., Кауфман Б.Д., Шульман С.Г., 2012

Крепление дна в составе низконапорного водопропускного сооружения, возводимого наплавным способом

Д.т.н., профессор А.Е. Андреев,
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет;
к.т.н., ученый секретарь Т.В. Иванова*,
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»

Ключевые слова: крепление дна; управление околокритическими потоками; совершенствование технологий; направляющие элементы

Вопросы совершенствования технологии возведения гидротехнических сооружений и креплений дна в их составе сегодня являются весьма актуальными. Создание новых, более современных технологий возведения гидротехнических сооружений требует разработки новейших конструкций креплений дна и регулирующих элементов в их составе.

Часто встречаемые низконапорные водопропускные сооружения, эксплуатируемые в границах перепадов от 1,5 м до 5,0 м, отличаются околокритическим режимом сопряжения бьефов: в нижнем бьефе не формируется совершенный гидравлический прыжок. В этом случае режим течения в нижнем бьефе отличается формированием волнистого гидравлического прыжка [1], представленного на рис.1.

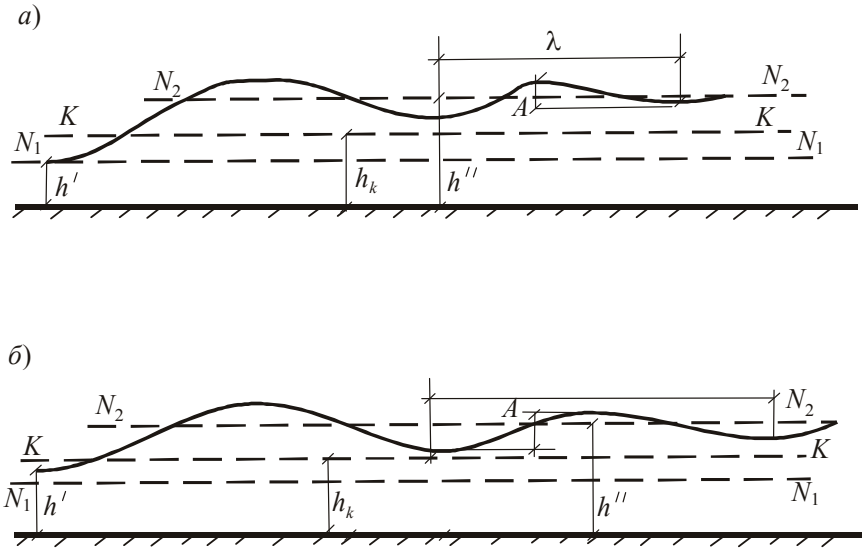


Рисунок 1. Виды свободного волнистого гидравлического прыжка:
а) в виде затухающих волн; б) в виде периодических волн

Течения такого рода отличаются наличием волнистой поверхности и большой размывающей способностью [2]. Анализ литературных источников [3-6] показал, что для таких потоков существующие методы гашения избыточной водной энергии малоэффективны и требуют доработки и совершенствования. Данные факты указывают на новизну проведенных нами исследований по совершенствованию конструкций крепления дна и технологии их возведения.

Экспериментальные исследования конструкции крепления

Гидравлические исследования по этой тематике проводились для обоснования строительства водопропускного сооружения В-2 и судопропускного сооружения С-1 в составе защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений. Они были выполнены во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева на размываемых моделях с использованием [3-4].

Известно [7], что при малых перепадах между УФЗ (уровнем Финского залива) и УНГ (уровнем Невской губы) до 0.5 м размыв дна незначительный, крепление дна по обе стороны защитных сооружений может быть ограничено каменной наброской с $d_{ср}$ ≈ 0,15+0,20м. Однако в случае аварийного незакрытия одного из затворов в период паводка (наводнения) картина существенно меняется.

Результаты показали, что, несмотря на разнообразие набросных типов креплений дна, за гладким бетонным креплением в нижнем бьефе формировалась воронка размыва глубиной до $2h_k \div 3h_k$. При максимальной величине удельного расхода q_p= 40м^3/пог.м наблюдался разнос концевого крепления.

Указанное обстоятельство привело к продолжению исследований с целью получения конструкций крепления дна, обладающих высокой регулирующей способностью. Исследования проводились при околокритическом режиме сопротивления бьефов, формирующемся при перепадах Z≥3м по типу волнистого гидравлического прыжка [8].

Следует иметь в виду, что при разработке проекта защитных сооружений перед проектировщиками и исследователями встал вопрос: каким требованиям должны удовлетворять крепления дна за водопропускными сооружениями, возводимыми в широкой морской акватории, в границах такого крупного мегаполиса, как Санкт-Петербург? Заложенные общепринятые требования к работе водопропускных сооружений предполагают, что элементы крепления нижнего бьефа несут разную степень нагрузки в процессе сопряжения бьефов [9]. Акцент делается на гашение избыточной энергии потока в границах водобойной части крепления, а рисберма и концевое устройство рассматриваются как пассивные участки, обеспечивающие процесс управления путем естественной диссипации энергии на послепрыжковом участке водопропускного тракта [10]. При этом допускается образование местных воронок размывов в границах концевого устройства и не допускается повреждение бетонных частей крепления.

В условиях работы защитного комплекса такой подход не мог быть полностью оправдан, так как наличие каких-либо значительных размывов при достаточно высокой степени загрязнения водной акватории способствовало бы осаждению (накоплению) частиц тяжелых металлов (Pb, Zn, Cu). Эти частицы в виде донных отложений впоследствии могли бы разноситься по всей акватории Невской Губы, создавая опасность вторичного загрязнения и ухудшая тем самым экологическую обстановку.

Это обстоятельство также потребовало разработки принципиально новых схем управления, позволяющих в условиях расчетного околокритического режима сопряжения (0,70 ≤Fr≤0,85) обеспечить сохранение концевого устройства как элемента крепления, без формирования развитых воронок размыва [11].

Невозможность численно оценить все факторы, влияющие на формирование течений в условиях управляемого процесса диссипации, и определить составляющие в управлении пространственного сопряжения бьефов заставила авторов прибегнуть к широкому использованию экспериментальных данных, а также зависимостей гидромеханики и волновой теории там, где это представлялось возможным [12,13].

Исследования показали, что гладкая рисберма с прямым уступом дна может рассматриваться как база для разработки конструкции с управляемым процессом диссипации энергии. Область поперечного тока в границах вальца за уступом дна, являясь водопроводящим трактом для присоединяемой извне (со стороны боковых водоворотных областей) водной массы $\Delta Q/Q$, несмотря на малые объемы ($\Delta Q/Q$=0,02+0,03), может влиять на изменение формы течения в плане и по глубине. Это изменение происходит обычно на относительно коротком расстоянии ($\approx 5+7h_k$) и проявляется уже в границах вальца. Однако при увеличении перепадов бьефов более одного метра такая конструкция недостаточно эффективна.

На следующем этапе исследования [8] с целью ограничения величин циркуляционных процессов в придонной области течения (за уступом дна) и выравнивания характеристик потока в плане была предложена к рассмотрению конструкция рисбермы с продольными направляющими шпорами (стенками), располагаемыми на высоту уступа на участке заглубленной части крепления дна (рис. 2).

С учетом наблюдающегося характера циркуляционных процессов и форм течения было признано целесообразным расположить не менее чем по два элемента на одно водопропускное отверстие, устанавливая их по обе стороны от оси отверстия на расстоянии, равном 1/4 его ширины. Таким образом, обеспечивается возможность влияния на процесс поперечной циркуляции по длине направляющих элементов при одновременном торможении потока в придонной области. При этом регулирующий эффект будет включать в себя:

- торможение потока по высоте направляющих элементов, сопровождающееся гашением части избыточной энергии потока и перераспределением водной массы ($Q+\Delta Q$) в плане и по глубине;

- ориентацию динамической оси потока в придонной области вдоль направляющих элементов, что определяет его устойчивое положение в нижнем бьефе;
- ограничение поперечной циркуляции на участке заглубленной части крепления.

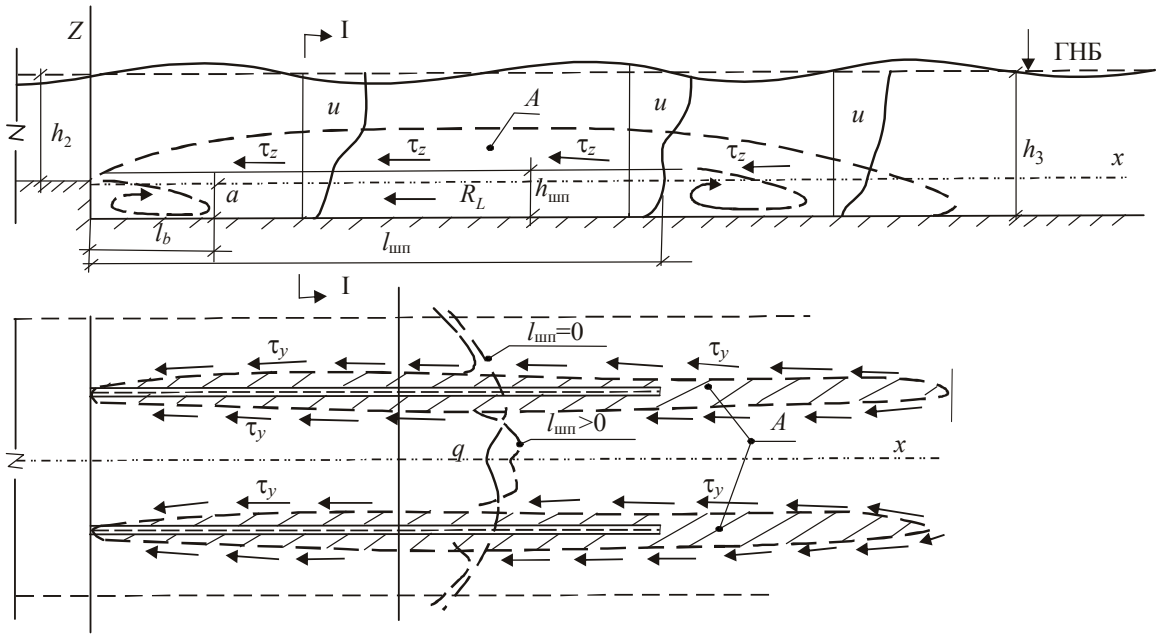


Рисунок 2. Конструкция рисбермы с продольными направляющими шпорами (стенками): *А* – зона интенсивного турбулентного перемешивания

Численные значения величин сопротивления (R_L) вдоль направляющего элемента длиной $L_{шв}$ и высотой $h_{шп}$ были получены с использованием [14-15] на основании анализа уравнения Навье-Стокса для случая двухстороннего обтекания пластины потоком:

$$R_L = 0,67\alpha_F h_{шп}\sqrt{\mu\rho(\alpha_{mv}U_R)^3}\int_0^{l_{шп}}\frac{dx}{\sqrt{x}}, \qquad (1)$$

где α_F – коэффициент площади обтекания;
α_{mv} – коэффициент количества движения;
$U_R = (0,3 \div 0,9)U$ – скорость обтекания;
μ и ρ – вязкость и плотность жидкости.

В общем виде дифференцированный подход к процессу управления течениями в границах расчетной схемы крепления дна может складываться на основании составляющих:

а) высоты направляющего элемента ($h_{шп}$), в том числе относительно высоты уступа дна ($h_{шп}/a$);
б) длины направляющего элемента ($l_{шп}/h_k$), в том числе с учетом его выхода за границы зауступного вальца;
в) скорости обтекания направляющего элемента потоком в придонной области (за уступом дна), т.е. $U_R/\bar{U}$.

Избирательные возможности данного типа креплений были отмечены нами при выполнении комплекса исследований на пространственной гидравлической модели крупного судопропускного сооружения в составе защитного комплекса. Наличие протяженных регулирующих сооружений, выходящих за границы пограничного слоя на дне, позволило рассматривать конструкцию как дополнительное гидравлическое сопротивление, регулирующее величину пропускного расхода в зависимости от начальных параметров процесса сопряжения. Так, при росте величины z/h_k от 0,025 до 0,23 (см. рис. 3) наблюдался рост величин гидравлических сопротивлений, сопровождающийся снижением величин пропускаемого расхода соответственно от 3% до 32% в зависимости от конструктивных особенностей крепления ($h_{шп}/h_k$, $l_{шп}/h_k$). Дальнейшее увеличение $z/h_k > 0,2$ не повлекло за собой адекватного снижения величины пропускаемого расхода (Q), что говорит о сформировавшейся в данной схеме водопропускного тракта стабилизации режима течения ($U_{дон} \approx const$) в придонной области.

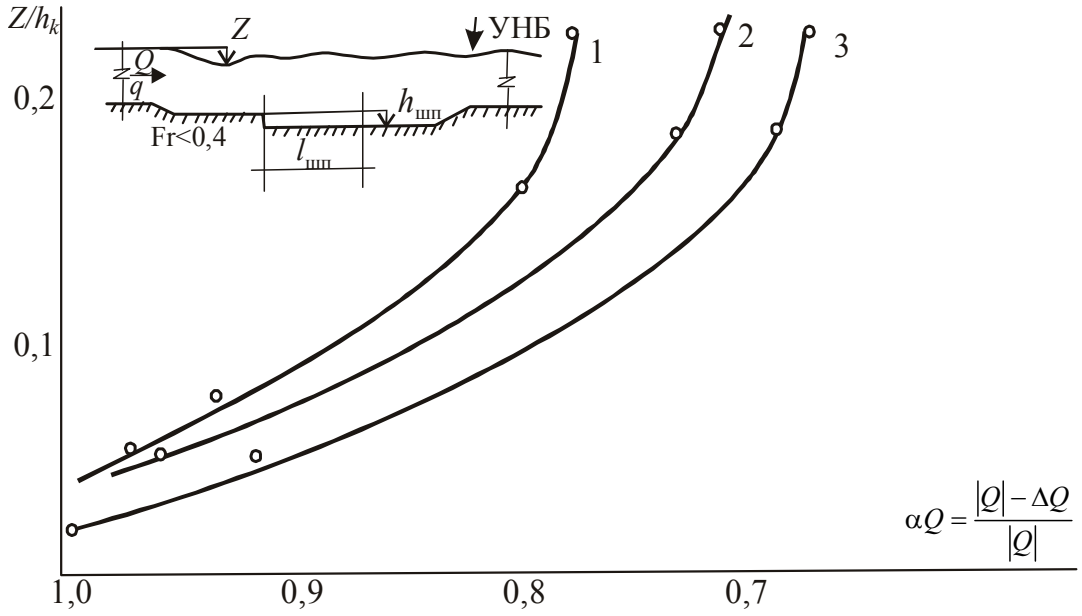


Рисунок 3. Изменение величины α_Q за судопропускным сооружением при изменении относительных размеров направляющих стенок:
1 – $l_{шп}/h_k = 7$, $h_{шп}/h_k = 0,2$; **2 –** $l_{шп}/h_k = 9$, $h_{шп}/h_k = 0,2$; **3 –** $l_{шп}/h_k = 9$, $h_{шп}/h_k = 0,3$

В целом, предложенная конструкция с направляющими стенками позволила уменьшить глубину ямы размыва в 2-3 раза и оказалась более эффективной, чем вариант гладкой рисбермы с уступом. Однако при принятии решения в период проектирования и строительства защитных сооружений не была разработана технология возведения конструкции. В настоящей работе предлагается технология, разработанная с использованием ранее проведенных исследований [16-17], направленная на повышение безопасности конструкции крепления [18].

Технология возведения

С целью недопущения размыва дна и упрощения монтажа направляющих элементов за основу конструкции была взята сборная Т-образная форма.

Подобного вида конструкция крепления может выполняться по разным технологиям, в том числе наплавным способом без осушения котлована. Использование понтонов в данном случае решает две задачи: транспортировку и установку на заранее подготовленное основание. В последнюю очередь ведется отсыпка песчано-гравийной смеси и камня.

Направляющие элементы Т-образного профиля могут выполняться составными из двух элементов: пяты (основания) и продольной направляющей плиты. Элементы выполняются по схеме сборного железобетона секциями длиной 4÷5 метров на заводе ЖБИ. При этом предъявляются стандартные требования к сборке, транспортировке и установке элементов конструкции крепления. Важным этапом возведения направляющих элементов является их установка путем притопления строго по оси отверстия сооружения.

Даже небольшое отклонение от принятой системы координат может дать негативный результат в системе управления, сопровождающийся резким ростом размывающей способности потока и разносом концевой части крепления дна.

Подготовка основания (высотная планировка) под направляющие элементы должна осуществляться перед установкой блоков водопропускных сооружений с использованием землеройной спецтехники (земснарядов, плавающих многоковшовых экскаваторов, землесосов и т.д.). Насыпная часть крепления дна осуществляется методом послойной отсыпки песчано-гравийной смеси и камня расчетного гранулометрического состава в принятых в проекте объемах.

Технология возведения продольных (сборных) направляющих элементов в составе крепления дна наплавным способом предполагает несколько этапов ведения работ.

I. Предварительный. Включает обустройство причальной стенки с подъездными путями, прокладку коммуникаций, устройство плавучего дока. Разработанная технология предполагает использование в качестве основы дока стальных барж водоизмещением не менее 500 т. Плавучесть конструкции обеспечивается за счет наличия пустот между двойными стенками. Док

швартуется у причальной стенки, имеющей транспортную связь с берегом. Системы управления процессами сборки направляющих элементов и их установки должны быть электрофицированы. Процесс транспортировки выполняется с помощью катеров и буксиров.

II. Изготовление по расчетным размерам составных частей направляющих элементов (пяты и стенок) на заводе ЖБИ (см. рис. 4), изготовление крепежа. Транспортировка бетонных элементов к месту сборки. Возможно использование водного и автомобильного транспорта.

III. Укрупненный монтаж (сборка) направляющих элементов в границах плавучего дока. Монтаж включает омоноличивание швов, гидроизоляцию металлических частей.

IV. Монтаж понтонов и другого оборудования, в т.ч. подъемного, в доке вдоль направляющего элемента (см.рис.4а).

V. Шлюзование, подтопление дока, всплытие понтонов и направляющего элемента.

VI. Транспортировка бетонных элементов с помощью понтонов и плавучих транспортных средств к месту установки (см. рис. 4б).

VII. Установка продольных элементов в составе крепления дна, которая включает:

- ориентацию изделия на месте установки с использованием торцевых фиксаторов и стальных тросов,
- опускание направляющего элемента,
- демонтаж фиксаторов и стальных тросов.
- VIII. Транспортировка понтонов к доку (месту сборки) включает:
- транспортировку понтонов к шлюзовой камере,
- снятие монтажных платформ,
- разборку понтонов,
- откачку воды из дока (шлюза).

Следует отметить, что представленные на рис. 4 размеры сборного железобетонного направляющего элемента были выбраны из расчета безаварийной эксплуатации водопропускного сооружения типа В2. в условиях опасности аварийного незакрытия затвора.

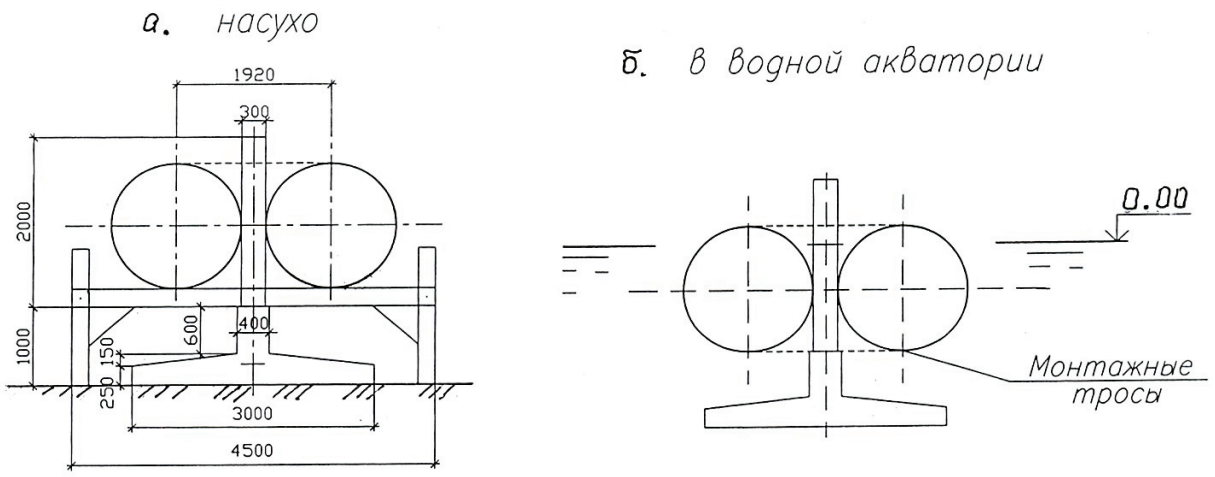


Рисунок 4. Конструкция крепления дна (направляющие элементы) после сборки в доке (а) и в период транспортировки (б)

Предлагаемая технология возведения крепления дна наплавным способом может быть рекомендована для ГТС, возводимых в составе сооружений на относительно малых глубинах дна, не превышающих 5÷6 метров. В отличие от известных ранее технологий, когда монтаж элементов напорного фронта, в т.ч. защитных сооружений, осуществляется с помощью кранов морского базирования большой грузоподъемности, при глубинах водной акватории 10-12 метров, мы имеем более рациональную технологию ведения строительных работ. Разработанная технология возведения элементов крепления дна наплавным способом может осуществляться в широком диапазоне глубин дна и размеров

Выводы

1. Разработанная конструкция крепления дна в виде продольных, ориентируемых вдоль потока направляющих элементов (стенок) позволяет эффективно управлять потоками в нижнем бьефе, формирующимися по типу волнистого гидравлического прыжка.

2. Полученные результаты позволяют сделать обобщающий вывод о том, что предложенная конструкция крепления дна с направляющими элементами имеет регулирующий эффект в интервале величин $0{,}4 \le Fr_{1.2} \le 0{,}8$ в нижнем бьефе.

3. Предлагаемая технология с использованием Т-образной конструкции сборного профиля направляющих элементов позволяет осуществлять их транспортировку к месту установки и монтаж с помощью понтонов наплавным способом, что позволяет вести процесс строительства без общепринятых ограждающих перемычек с минимальным негативным воздействием на окружающую природную среду.

4. Указанная в данной статье методика сборки, транспортировки и установки продольных регулирующих элементов не предполагает использования большегрузных подъемных устройств (кранов), в том числе в наплавном исполнении, а может быть ограничена стандартными лебедками, монтируемыми как на месте сборки, так и на специальных площадках непосредственно на понтонах.

Литература

1. Чугаев Р.Р. Гидравлические термины. М.: Высшая школа, 1974. 104 с.
2. Фидман Б.А. Турбулентность водных потоков. Л.: Гидрометеоиздат, 1991. 230 с.
3. Ляхтер В.М., Прудовский А.М. Гидравлическое моделирование. М.: Энергоатомиздат, 1984. 390 с.
4. Леви И.И. Моделирование гидравлических явлений. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1960. 210 с.
5. Боровков В.С., Бойков В.Н., Писарев Д.В., Волынов Н.А. Локальное подобие течения и распределение скоростей в турбулентных потоках // Инженерно-строительный журнал. 2012. №6. С. 11-19.
6. Chan K.C., Street R.L. A computer study of finite amplitude water waves // J. Comput. Phys. 1970. Vol. 6. Pp. 68.
7. Андреев А.Е., Кузьмин С.А. Выбор конструкции крепления дна за водопропускными сооружения защитного комплекса // Научно-технические ведомости СПбГПУ. 1997. №1-2. С. 88-92.
8. Андреев А.Е., Иванова Т.В. Крепление дна с управляемым процессом диссипации энергии потока // Мелиорация и водное хозяйство. 2001. №3. С. 37-39.
9. Giola G., Bombardelli F.A. Scaling and similarity in rough channel flows // Phys. Rev. Lett. 2002. 88, 014501. Pp. 1-4.
10. Справочник по расчету водосбросных гидротехнических сооружений / Под ред. Векслера А.Б. М.: Энергоатомиздат, 1988. 624 с.
11. Попова К.С. Воздействие волн на плиты крепления водопропускных сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 1982. Т. 145. С.120-125.
12. Гиргидов А.Д. Механика жидкости и газа (гидравлика). СПб.: Изд-во Политехн.ун-та, 2007. 545 с.
13. Flack K.A., Schultz M.P., Shapiro T.A. Experimental support for Townsend´s Reynolds number similarity hypothesis on rough walls // Phys. Fluids. 2005. 17, 035 102. Pp. 1-9.
14. Бухбиндер А.И. Теория потоков. Конспект лекций. Л.: ЛПИ, 1973. 218 с.
15. Лойцянский Л.Г. Механика жидкости и газа. М.: Наука, 1977. 440с.
16. Телешев В.И., Ватин Н.И., Марчук А.Н., Комаринский М.В. Производство гидротхнических работ (часть 1). М.: Энергоиздат, 2010. 186 с.
17. Чураков А.И., Волнин Б.А., Степанов П.Д., Шайтанов В.Я. Производство гидротехническихработ. М.: Стройиздат, 1985. 570 с.
18. Serafim J.L., Countinho-Rodrigues J.M. Statistics of dam failures: a preliminary report // Int. Water Power & Dam Construction.1989. Vol. 41. №4. Pp. 30-34.

**Татьяна Викторовна Иванова, Санкт-Петербург, Россия*

Тел. раб.: 7(812)493-9363; эл. почта: ivanovatv@vniig.ru

© Андреев А.В., Иванова Т.В., 2012

Система мягкой посадки плавучего затвора судопропускного сооружения С-1 комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений

Д.т.н., профессор А.С. Большев*;
к.т.н., доцент С.А. Фролов,
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет;
главный конструктор В.А. Чернецов,
ЦКБ МТ «Рубин»;
ст. преподаватель Т.В. Филиповская,
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Ключевые слова: плавучий затвор; батопорт; перепад уровней воды; волнение; математическое моделирование; экспериментальные исследования; гидравлический демпфер; упругие демпфирующие опоры

Плавучий затвор судопропускного сооружения С-1 предназначен для перекрытия в случае угрозы наводнения основного судоходного канала в комплексе защитных сооружений (КЗС) Санкт-Петербурга от наводнений.

Исследованиям конструкции затворов и решению проблем, возникающих при их создании, посвящены работы многих авторов [1-8]. Однако условия, в которых должен работать плавучий затвор комплекса защитных сооружений от наводнений, привели к созданию оригинальной конструкции [9-13].

Затвор для судопропускного сооружения С-1 выполнен из двух поворотных створок, шарнирно закрепленных на береговых устоях (рис. 1). Каждая створка состоит из сегментного батопорта, перекрывающего половину сечения канала, и опорной рамы, соединяющей створку с береговым устоем через шарнир. В период между наводнениями батопорты находятся в сухих доковых камерах, расположенных по бокам канала. При необходимости перекрытия судоходного канала доковые камеры заполняются водой и батопорты, имеющие в своем составе отсеки плавучести, всплывают, обеспечивая такое положение створки на плаву, которое гарантирует ее безопасный вывод в канал. Для вывода створки из доковой камеры и последующего заведения используется специальный тягач, который передвигается по рельсовым путям и соединен с батопортом шарнирно закрепленной штангой. После вывода створок в пролет судоходного канала в балластные цистерны батопортов насосами подается вода, батопорты погружаются до порога канала и перекрывают практически полностью его сечение, таким образом, преграждая проход нагонной волны из акватории Финского залива в Невскую губу.

При создании затвора подобного типа российские разработчики столкнулись с необходимостью решения ряда инженерных проблем [14], одна из которых была связана со значительной качкой плавучих створок под действием волнения и течения. Действительно, процесс развития наводнения обычно сопровождается волнением, которое вызывает качку батопортов, обусловливающую возникновение опасных ударов створок о береговые сооружения и морское дно. Кроме того, в процессе перекрытия судоходного канала поток жидкости, движущейся с большой скоростью под днищем плавучих створок, вызывает их автоколебания. В результате возникает эффект раскачивания створок с большой амплитудой, который может привести к возникновению значительных динамических усилий в элементах створки при погружении батопортов и при их посадке на порог.

Таким образом, одной из актуальных задач, поставленной ЦКБ МТ «Рубин» перед коллективом инженерно-строительного факультета (ИСФ) СПбГПУ при проектировании плавучего затвора, являлось обеспечение мягкой посадки при погружении батопортов на порог с целью исключения повреждений конструкций при касании опорными конструкциями батопорта порога и береговой опоры.

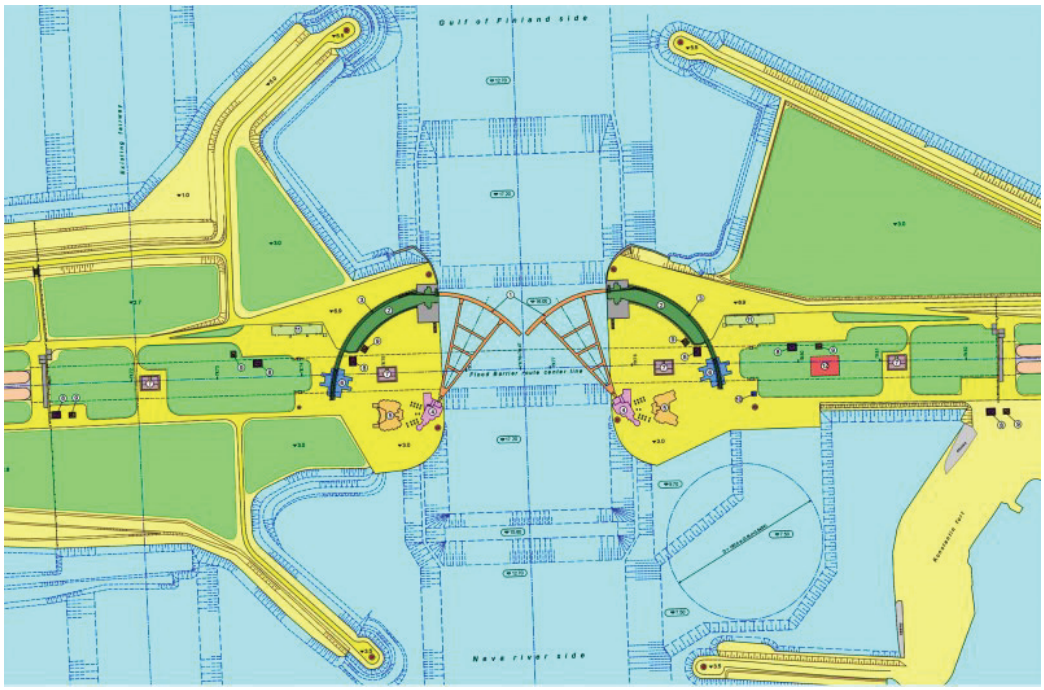


Рисунок 1. План судопропускного сооружения С-1 КЗС Санкт-Петербурга от наводнений

Значительные по амплитуде колебания плавучих батопортов в процессе посадки их на порог, вызванные волнением и течением жидкости, обусловили необходимость разработки специальных устройств, обеспечивающих демпфирование этих колебаний в завершающей фазе погружения батопортов.

Система мягкой посадки каждого плавучего батопорта включала в себя группы гидравлических демпферов и опоры, оснащенные упругими демпфирующими элементами. При погружении батопорта в процессе приближения к дну сначала начинали работать гидравлические демпферы, а затем – упругие демпферы опор.

Математическое моделирование поведения гидравлических демпферов

Гидравлические демпферы широко используются в технике, преимущественно в машиностроении [15]. Эта идея в условиях водной среды реализуется в конструкции, использующей в качестве рабочей жидкости демпфера морскую воду. Гидравлический демпфер конструктивно выполнялся в виде направляющего цилиндра с внутренним поршнем (рис.2). Внутренний диаметр направляющего цилиндра составлял 1200 мм, длина направляющего цилиндра – 1800 мм, максимальный вылет поршня из направляющего цилиндра – 1500 мм. Масса подвижного поршня составляла приблизительно 3,2 т. Допустимый ход поршня – 500 мм, по завершении которого должно реализовываться эффективное торможение с заданными в технических требованиях параметрами. Для обеспечения этого в стенках направляющего цилиндра выполнены сквозные отверстия. В процессе вдавливания поршня через эти отверстия происходит перетекание жидкости.

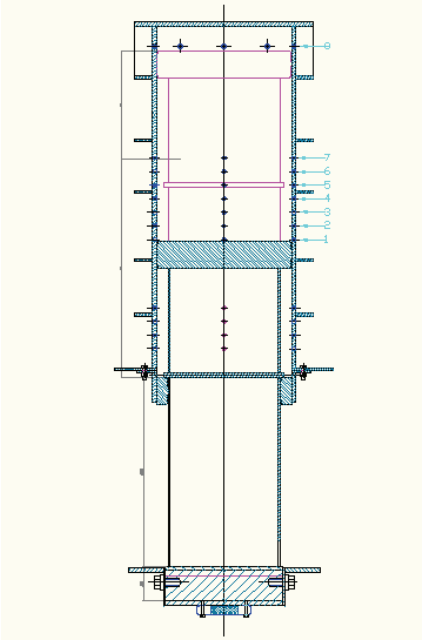


Рисунок 2. Вид поршневого демпфера в сборе со штатным расположением калиброванных отверстий

Водопропускные отверстия в сочетании с зазором между поршнем и корпусом цилиндра гидравлического демпфера определяют энергетические способности демпфера. Чем меньше общая площадь, через которую жидкость истекает из корпуса демпфера, тем больше сила реакции демпфера при движении штока относительно корпуса. Конструкция поршневого демпфера содержит избыточное число водопропускных отверстий, распределенных по поверхности его корпуса, часть из которых может быть перекрыта специальными заглушками. Таким образом, создается возможность выбрать расположение и число открытых водопропускных отверстий. При реализации этой возможности во внимание принимались следующие ограничения, сформулированные ЦКБ МТ Рубин:

- максимально допустимые усилия в поршневом демпфере не должны превышать 170 тс;
- максимально допустимые усилия в опорах должны находиться в пределах 700 тс;
- поршневые демпферы должны оказывать существенное влияние на поведение батопортов в широком диапазоне скоростей их движения.

Следует отметить, что максимальные скорости движения штока демпфера следует ожидать в начале его внедрения в корпус, когда система мягкой посадки только начинает воздействовать на батопорт. Минимальные скорости движения должны достигаться в конце рабочего хода штока, непосредственно перед «передачей» веса батопорта на упругие опоры. В этой связи для эффективной работы демпфера целесообразно обеспечить такие площади водопропускных отверстий в начальной и конечной фазе движения штока, чтобы демпфер сохранял достаточную жесткость на широком диапазоне скоростей движения штока. Для количественной оценки числа и расположения открытых водопропускных отверстий осуществлялась двухуровневая процедура оптимизации.

На первом этапе сотрудниками инженерно-строительного факультета СПбГПУ выполнялась грубая оценка перспективных вариантов характеристик поршневого демпфера. Для этого использовалась простейшая одномерная математическая модель работы демпфера, которая может быть получена тривиальным путем (с учетом истекания жидкости под давлением через судопропускные отверстия [16]) при движении батопорта с заданной начальной скоростью и торможении его группой гидравлических демпферов:

$$(M+\lambda)\ddot{Z}+\frac{1}{2}\rho n S_{sh}\varsigma K^2(\zeta)\dot{Z}^2=0, \qquad (1)$$

где M – масса батопорта; λ – вертикальная присоединенная масса батопорта; Z – вертикальное перемещение батопорта; ζ – перемещение штока относительно корпуса демпфера; S_{sh} – вертикальная проекция площади штока; ς – коэффициент сопротивления (в качестве начальной оценки коэффициент сопротивления принимался $\varsigma=1{,}0$); $K(\zeta)$ – отношение площади S_{sh} к суммарной площади истечения жидкости через водопропускные отверстия и зазор между штоком и корпусом демпфера; n – число гидравлических демпферов.

На первом этапе оптимизации ставилась задача приблизительной оценки вида характеристики $K(\zeta)$, дающей наиболее широкую по диапазону перемещений ζ примерно одинаковую реакцию группы демпферов и позволяющей в наибольшей степени затормозить батопорт к моменту достижения предела рабочего хода штока.

На основании решения уравнения движения (1) с помощью методов численного интегрирования [17,18] для движения плавучей створки затвора, оснащенной шестью гидравлическим демпферами, при оценочной начальной скорости 0,5 м/с, синтезирована оптимальная характеристика демпфера, представленная в табл.1. Из рис. 3 (решение (1) с учетом параметров демпфера из табл.1) видно, что существенная реакция демпфера обеспечивается в диапазоне перемещений штока от 0 до 500 мм. При этом максимальная сила, приходящаяся на каждый демпфер, не превышает 1,0 МН. В конце движения группа демпферов уменьшает скорость движения батопорта до 10 см/с.

Таблица 1. Характеристика демпфера с ходом 500 мм

ζ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
$K(\zeta)$	90	130	160	220	250	250

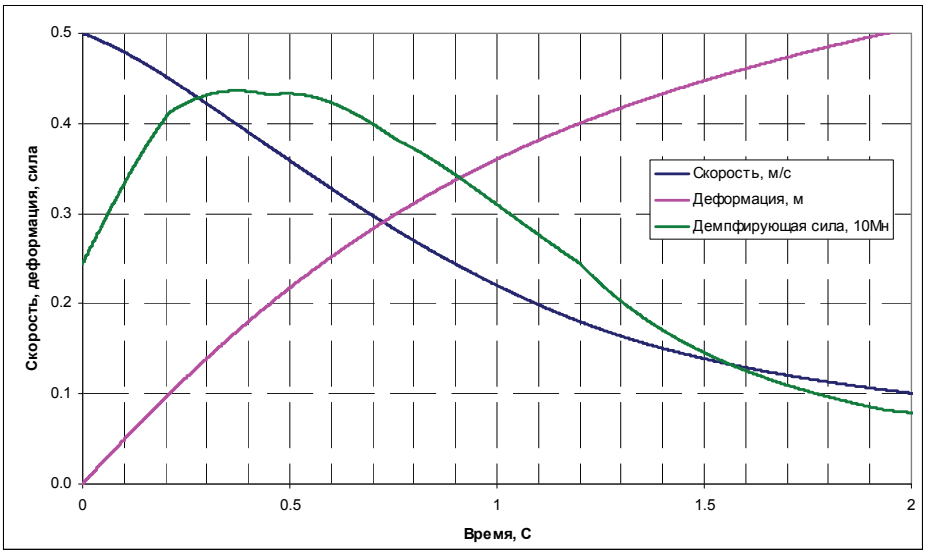


Рисунок 3. Движение группы демпферов с ходом 500 мм при движении батопорта по инерции

Результаты, полученные авторами на одномерной модели, дают определенные ориентиры для оптимального расположения открытых отверстий. Однако для окончательного решения вопроса было необходимо учесть особенности движения батопорта под действием внешних сил и принять во внимание дискретность расположения водопропускных отверстий, распределенных равномерно вдоль образующей цилиндрического корпуса с шагом 100мм.

Дискретность расположения водопропускных отверстий приводит к ступенчатому характеру изменения функции $K(\zeta)$, при котором ее значение плавно изменяется по мере прохождения оконечностью штока ряда отверстий с одинаковой вертикальной отметкой и остается неизменным при движении в пространстве между этими рядами. Создать ступенчатую функцию $K(\zeta)$, близкую к оценочным характеристикам, представленным в табл. 1, не представило особых затруднений.

Учет реального движения батопорта при выборе оптимального расположения водопропускных отверстий является более сложной задачей. Дело в том, что в процессе посадки батопорта на порог батопорт совершает сложное движение в различных степенях свободы. Средняя скорость его приближения к порогу, определяемая интенсивностью заполнения балластных цистерн, оказывается значительно меньше скоростей колебательного движения, вызванного воздействием волнения и срывом вихрей от потока жидкости. В результате этого расчетные скорости движения батопорта, а значит, и скорости движения штока поршневого демпфера, в основном определяются качкой батопорта, имеющей нерегулярный характер. В этих условиях при выборе наилучших характеристик демпфера нельзя опираться исключительно на результаты одномерного анализа при движении батопорта по инерции.

Исходя из вышеизложенных соображений, в процессе проектирования для конечного выбора расположения открытых водопропускных отверстий авторский коллектив ИСФ осуществлял следующие действия:

- выбирались возможные варианты расположения открытых водопропускных отверстий, обеспечивающие характеристики поршневого демпфера, близкие к оценкам, полученным на одномерной модели;
- многократно выполнялось математическое моделирование посадки батопорта на порог с помощью ПК “Anchored Structures” [19,20] при экстремальном перепаде уровней и волнении с повторяемостью 1 раз в сто лет;
- выполнялась статистическая обработка усилий в демпферах и упругих опорах при посадке батопорта на порог с использованием гидравлических демпферов с альтернативными характеристиками;
- по результатам анализа выбирался вариант расположения водопропускных отверстий.

Выбор вариантов расположения открытых водопропускных отверстий, обеспечивающих характеристики поршневого демпфера, близкие к оценкам, полученным на одномерной модели, осуществлялся на основе табл. 1 так, чтобы альтернативные характеристики имели отклонение в область увеличения или уменьшения сил реакции по отношению к оценочному оптимуму. В дальнейшем, говоря о демпферах с различными системами водопропускных отверстий, будем характеризовать их числом открытых отверстий в каждом вертикальном ярусе: $n_1, n_2.n_3, n_4, n_5, n_6, n_7$, где n_i – число отверстий, открытых в ярусе *i*. Первый ярус соответствует верхней отметке штока в полностью выдвинутом положении. Каждый следующий ярус смещен относительно предыдущего на 100 мм.

Для получения надежных результатов по экстремальным значениям усилий в опорах и гидравлических демпферах каждый из моделируемых *x* вариантов посадки повторялся многократно. Полученные усилия подвергались статистической обработке (вычислялось математическое ожидание и дисперсия). Максимальные значения усилий рассчитывались с учетом распределения Стьюдента [21]:

$$F_{\max} = \overline{F} + t_{p,N}\sigma_F, \qquad (2)$$

где $F_{\max}$ – оценка максимального значения усилия;

$\overline{F}$ – математическое ожидание максимального значения усилия, полученного в результате проведения *N* численных экспериментов;

σ_F – среднеквадратическое отклонения усилия, полученное в результате проведения *N* численных экспериментов;

$t_{p,N}$ – коэффициент Стьюдента при выбранной доверительной вероятности *P* [22] и известном числе опытов *N*.

Сводные результаты моделирования посадки батопорта с различными вариантами демпферов, представленные в табл. 2, содержат математическое ожидание (MO), среднеквадратическое (SKO) отклонение и максимальные значения усилий (MAX), определенные для каждого демпфера (1,2…6) и для групп демпферов (∑1-3, ∑4-6). При этом при назначении коэффициента Стьюдента выбиралась доверительная вероятность *P* = 0,8. Число экспериментальных посадок батопорта на порог, по которым осуществлялся анализ, составило 400 опытов. На основании этого исследования был выбран вариант расположения открытых отверстий, выделенный в таблице.

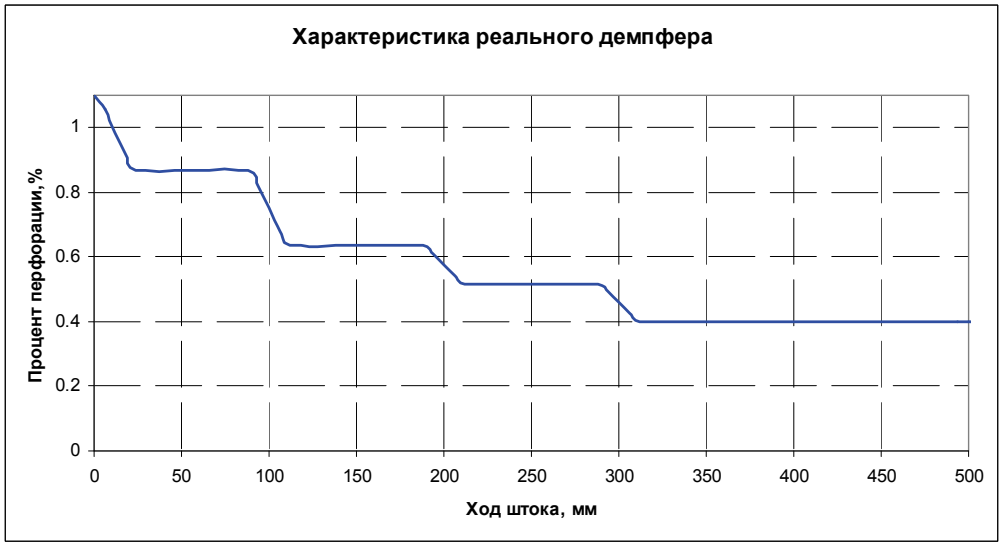


Рисунок 4. Зависимость относительной перфорации корпуса демпфера с ходом 500 мм от внедрения штока при $n_1, n_2.n_3, n_4, n_5, n_6, n_7$ – 4,4,2,2,0,0,0

Таблица 2. Усилия в демпферах и опорах (в кН) при посадке батопорта на порог

Ход – 50 см, число открытых отверстий $n_1, n_2.n_3, n_4, n_5, n_6, n_7$ - 3322000								
№демп.	∑1-3	1	2	3	4	5	6	∑4-6
MO	6030	755	734	712	587	603	618	5063
SKO	1132	671	647	623	475	488	502	671
MAX	7482	1616	1564	1511	1196	1229	1261	5923
Ход – 50 см, число открытых отверстий $n_1, n_2.n_3, n_4, n_5, n_6, n_7$ - 4222000								
MO=	6035	697	678	658	567	583	597	5084
SKO=	1053	622	599	577	466	480	494	612
MAX=	7385	1494	1446	1398	1164	1198	1231	5870
Ход – 50 см, число открытых отверстий $n_1, n_2.n_3, n_4, n_5, n_6, n_7$ - 4322100								
MO=	5964	619	604	581	481	499	507	5058
SKO=	1003	523	506	480	377	395	402	569
MAX=	7250	1289	1254	1196	964	1006	1022	5788
Ход – 50 см, число открытых отверстий $n_1, n_2.n_3, n_4, n_5, n_6, n_7$ – 4332100								
MO=	6007	634	619	594	482	501	510	5087
SKO=	978	506	491	468	369	389	399	526
MAX=	7261	1283	1247	1194	956	1000	1021	5761
Ход – 50 см, число открытых отверстий $n_1, n_2.n_3, n_4, n_5, n_6, n_7$ - 4422000								
MO=	5977	659	641	622	532	546	560	5077
SKO=	908	581	561	540	422	434	447	549
MAX=	**7141**	1404	1361	1314	1073	1102	1133	**5781**
Ход – 50 см, число открытых отверстий $n_1, n_2.n_3, n_4, n_5, n_6, n_7$ – 4432100								
MO=	5941	702	684	657	502	522	531	5039
SKO=	950	589	571	545	367	385	393	542
MAX=	7159	1458	1415	1355	972	1015	1034	5734

Экспериментальные исследования опытного образца гидравлического демпфера

Для окончательной проверки работоспособности демпферов и проверки расположения открытых водопроточных отверстий сотрудниками инженерно-строительного факультета СПбГПУ были организованы экспериментальные исследования опытного образца гидравлического демпфера.

Полномасштабные испытания опытных образцов поршневых демпферов мягкой посадки батопортов сегментного затвора проведены в камере гидросилового стенда полигона филиала ОАО «26 ЦНИИ».

Нагрузка на демпфер формировалась путем суммирования веса подвижных элементов конструкций экспериментальной установки (рамы, балок, набора крепления вставки и демпфера, платформы для балластных грузов и системы их подвеса) и веса балластных грузов, расположенных на платформах. Опыты, согласно требованиям технического задания, выполнялись при последовательном увеличении действующей на него нагрузки, составляющей 50 т, 100 т и 150 т. При каждом уровне нагружения имитировались условия штатного и экстремального режимов посадки батопорта на порог. В штатном режиме расчетная линейная скорость в момент контакта демпферов с порогом составляет ~ 0,3÷0,4 м/с, при экстремальных режимах ~ 0,7 м/с. Для воспроизведения в опытах таких величин линейной скорости в исходном положении демпфера варьировалась величина зазора между подвижным поршнем и днищем гидробака.

Рисунок 5. Монтаж опытного образца гидродемпфера

В табл. 3 приводится сопоставление данных, полученных расчетным путем с помощью разработанной авторами математической модели поршневого демпфера, и данных, полученных экспериментально. Сопоставляемыми параметрами является конечная скорость движения штока демпфера и время, за которое он продавливается.

Таблица 3. Сопоставление расчетных и экспериментальных параметров демпфера с ходом 500 мм при начальной скорости движения 0,5 м/с

19 т	Расчетная асимптота скорости	0,11
	Экспериментальная асимптота скорости	0,105
	Расчетное время продавливания	3,3
	Экспериментальное время продавливания	3,0
50 т	Расчетная асимптота скорости	0,18
	Экспериментальная асимптота скорости	0,16
	Расчетное время продавливания	2,0
	Экспериментальное время продавливания	2,0
100 т	Расчетная асимптота скорости	0,25
	Экспериментальная асимптота скорости	0,25
	Расчетное время продавливания	1,42
	Экспериментальное время продавливания	1,30
150 т	Расчетная асимптота скорости	0,30
	Экспериментальная асимптота скорости	0,26
	Расчетное время продавливания	1,15
	Экспериментальное время продавливания	1,2

Расчетные и экспериментальные данные практически совпадают, что свидетельствует о работоспособности гидравлических демпферов и адекватности использованной математической модели их работы (расхождение расчетных и экспериментальных параметров в пределах 10%).

Экспериментальные исследования демпфирующих элементов упругих опор

Наряду с гидравлическими демпферами использовались упругие демпфирующие элементы, размещенные на специальных опорах. Характеристики идеальных упругих опор были предложены авторским коллективом ИСФ на основе серийных расчетов посадки батопорта на порог с помощью методов математического моделирования в ПК “Anchored Structures”, созданном сотрудниками кафедры «Гидротехническое строительство» (сертификат Морского Регистра Судоходства РФ №12.00874.314).

В ЦКБ МТ «Рубин» была разработана конструкция податливой части опоры в виде, представленном на рис. 6.

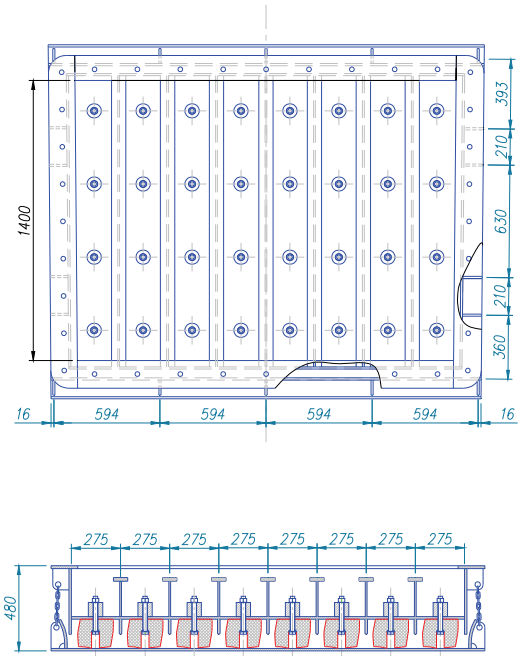


Рисунок 6. Конструкция опор

Для практической реализации упругой части опор было предложено использовать резиновые брусья, упругие характеристики которых необходимо было уточнить.

Исследования деформационных характеристик элементов системы мягкой посадки батопорта выполнялось по техническому заданию авторов в лаборатории кафедры «Сопротивление материалов» СПбГПУ с использованием стандартной процедуры испытаний [23]. Объектом изучения являлся фрагмент резинового бруса, который планировалось использовать в составе носовых и кормовых опор системы мягкой посадки батопортов.

Условия установки, фиксации и передачи нагрузки на испытуемый образец отражали идею моделирования воздействия на податливый элемент в составе конструкции в процессе ее нагружения и соответствовали условиям ее функционирования.

В ходе исследования круг вопросов, представляющих интерес для оценки деформированного состояния податливого элемента, был несколько расширен; рабочая программа испытаний при этом включала:

- определение деформации бруса не только в направлении рабочего усилия, но и в поперечных направлениях;
- оценку ужесточающего влияния болтовых фиксаторов, предусмотренных конструкцией рамы в системе мягкой посадки батопорта;
- оценку запаздывания деформаций на фазе выдержки бруса под нагрузкой (прямая ползучесть) и на фазе отдыха (обратная ползучесть).

Испытывались резиновые бруски (габаритные размеры b×h×ℓ=140x170×450 мм, форма поперечных сечений брусков имела вид неправильного четырехугольника).

Сжатие образцов осуществлялось (рис. 7) между двумя жесткими плитами: в интервале 0-10 тс – в испытательной машине FPZ-100 с автоматической записью диаграммы деформирования $F - \Delta h$, а в интервале 0-125 тс – в прессе ПММ-125 с прямым периодическим измерением характерных размеров бруса на различных уровнях нагружения.

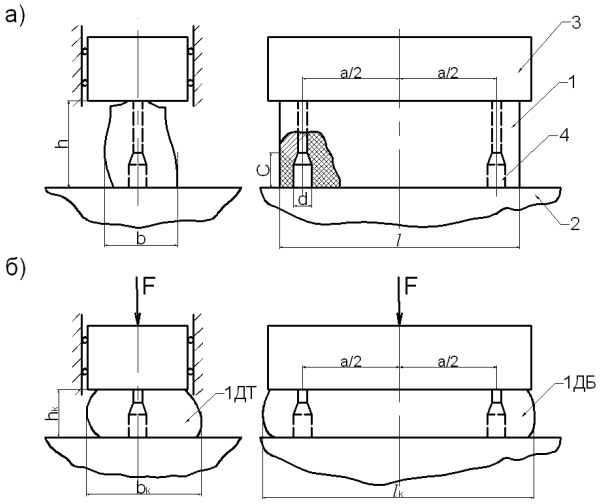


Рисунок 7. Схема установки и вид образца в испытательной машине на начальной (а) и конечной (б) стадиях эксперимента: 1 – образец (резиновый брус); 2 – плита неподвижная; 3 – плита подвижная; 4 – шпилька-фиксатор; 1ДБ – боковой вид деформированного образца; 1ДТ – вид деформированного образца с торца

Деформацию в рабочем направлении Δh оценивали по диаграмме деформирования $F - \Delta h$ с точностью ±0,1 мм, а деформации Δb и $\Delta \ell$ в поперечных направлениях определяли по результатам прямых измерений на образце посредством мерительной линейки; точность при этом составляла ±1мм.

Для выявления масштаба эффектов запаздывания деформаций провели два выборочных испытания на прямую ползучесть (на базе 15 суток) и обратную ползучесть (в течение 3 суток).

Чтобы проиллюстрировать неоднородность деформирования при испытании, на боковой и торцевой поверхностях бруса были предварительно нанесены контрастным маркером сетчатые линии; форму указанных линий фиксировали фотоаппаратом на начальной и конечной стадиях опыта (рис. 8).

На основании проведенных испытаний была установлена деформационная характеристика упругого элемента опор, представленная на рис. 9.

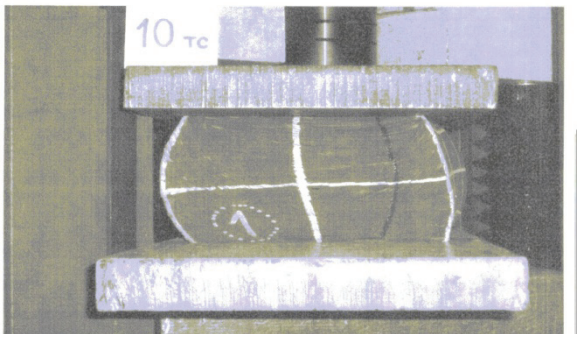


Рисунок 8. Вид резинового бруса в процессе испытания

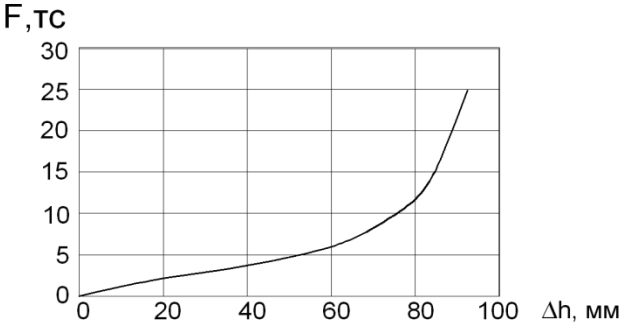


Рисунок 9. Зависимость осадки резинового бруса от нагрузки

С учетом конструкции опор и их основных размеров (рис. 6) на основании выполненного экспериментального исследования были сформулированы следующие выводы:

- при максимальной проектной нагрузке каждый брус, входящий в состав опоры, будет деформироваться независимо от других брусьев, т.к. максимальные поперечные деформации не превосходят значения зазора между брусьями;
- общая сила реакции, создаваемая опорой, определяется суммой реакций отдельных брусьев;
- деформационные характеристики опор полностью восстанавливаются за период времени отстоя батопортов в доковой камере.

В этой связи в качестве расчетной характеристики собственной жесткости опор можно принять экспериментальную характеристику жесткости фрагмента бруса, умноженную на отношение общей длины резиновых брусьев опоры к длине испытанного фрагмента бруса.

Жесткость опор с учетом характеристик материала и размеров контактной площадки была максимально приближена к идеальной жесткости, выявленной ранее путем математического моделирования посадки батопорта на порог.

Заключение

Выполненные авторами расчеты погружения батопортов на порог, дополненные данными экспериментальных исследований опытного образца гидравлического демпфера и демпфирующих элементов упругих опор, позволили правильно определить параметры балластной системы и системы стабилизации для обеспечения требования по времени и скорости посадки батопортов на порог.

Проведенные на КЗС пусконаладочные испытания затвора судопропускного сооружения С-1 подтвердили правильность результатов экспериментальных исследований и расчетов. Серьезной проверкой работоспособности батопорта и правильности принятых технических решений отчасти были наводнения 2011 года. Фактически было подтверждено, что вывод и посадка батопортов в потоке воды происходили устойчиво, амплитуды вертикальных колебаний батопортов при этом не превышали расчетных и экспериментальных значений, а завершающая фаза посадки батопортов происходила мягко, без заметных соударений.

Литература

1. Erbisti P.C.F. Hydraulic Gates: The State of Art // Water Power Dam Construction. 1981. April. Pp. 43-48.
2. Petitjean M.A. Evolution technologique des barrages mobiles // La Houille blanche. 1981. №2-3. Pp. 141-144.
3. Bhargava V.P., Narasimhan, S. Pressure Fluctuations on Gates // J. of Hydraulic Res. 1991. Vol. 27. Pp. 215-231.
4. Cassidy J. Gated Spillway and other controlled release facilities, and dam safety // ICOLD Beijing congress Q79. 2000. Pp. 735-778.
5. Giszas H. Sturmflutschutz: Herausforderungen und Sicherheitskonzept (Protection against storm floods: Challenges and safety concept) // HTG-Kongress. Stuttgart, 17-20.09.2003. Pp. 125-131.
6. Sourne, H., Rodet J.C., Clanet C. Crashworthiness Analysis of a Plane Lock Gate Impacted by Different River Ships // PIANC Bull. 2003. №113. Pp. 105-113.
7. Sehgal C. Selection Criteria for Gates and Operating Equipment for Spillway // ICOLD, Beijing Congress, Q79. 2000. Pp. 275-298.
8. Wieland W. Seismic Aspects of Dam // Proceedings of 21 Congress on Large Dams (ICOLD), June. 2003. Montreal, Canada. Vol. 3. Question 83. Pp. 1291.
9. Афремов А.Ш., Смолина Н.А. Разработка математической модели динамики и исследование движения батопорта при погружении на порог судопропускного сооружения С-1 в условиях волнения // Труды ЦНИИ им. акад. А. Н. Крылова. 2009. №44. С. 53-68.
10. Афремов А.Ш., Житнюк А.П., Левченко В.Н., Митрофанов Е.Ф., Смолина Н.А. Исследование гидродинамики батопорта судопропускного канала С-1 защитного комплекса Санкт-Петербурга от наводнений на основе созданной экспериментальной установки циркуляционного бассейна и разработка обводов, обеспечивающих безопасность их эксплуатации // Труды ЦНИИ им. акад. А.Н. Крылова. 2009. №44. С. 33-52.
11. Судольский Г.А., Алексеевская М.В. Гидравлические исследования работы сегментного батопорта судопропускного сооружения С-1 комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2006. Т. 245. С. 93-100.
12. Василевский А.Г. Участие ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева в создании комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений // Гидротехническое строительство. 2011. №9. С. 88-94.
13. Купреев В.В., Сухоруков А.Л., Чернецов В.А. Математическое моделирование динамики плавучего затвора при посадке на порог // Фундаментальная и прикладная гидрофизика. 2008. Т. 1. №2. С. 57-66.
14. Большев А.С., Климович В.И., Чернецов В.А. Исследование и доработка плавучего затвора судопропускного сооружения С-1 Комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2012. Т. 266. С. 109-131.
15. Дербаремдикера А.Д. Гидравлические амортизаторы автомобилей. М.: Машиностроение, 1969. 132 с.
16. Гиргидов А.Д. Механика жидкости и газа. СПб.: Изд-во СПбГПУ, 2002. 544 с.
17. Бахвалов Н. С., Жидков Н. П., Кобельков Г. М. Численные методы. М.: Бином, 2001. 630 с.
18. Каханер Д., Моулер К., Нэш С. Численные методы и программное обеспечение. М.: Мир, 2001. 575 с.
19. Большев А.С., Фролов С.А., Михаленко Е.Б. Математическое моделирование поведения морских плавучих сооружений // Труды СПбГПУ. 2007. №502. С. 252-274.
20. Большев А.С., Фролов С.А. Программный комплекс «Anchored Structures» для моделирования поведения морских плавучих заякоренных сооружений // Труды XII Всероссийской научно-практической конференции МОРИНТЕХ-ПРАКТИК. 2011. С. 82-86.
21. Боровков А.А. Математическая статистика. Новосибирск: Институт математики, 1997. 772 с.
22. Адлер Ю.П., Маркова Е.В., Грановский Ю.В. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий. М.: Наука,1976. 278 с.
23. Павлов П.А., Паршин Л.К., Мельников Б.Е., Шерстнев В.А. Сопротивление материалов. СПб.: Лань, 2007. 592 с.

**Александр Станиславович Большев, Санкт-Петербург, Россия*

Тел. раб.: +7(812)297-59-54; эл. почта: bolshev@cef.spbstu.ru

© Большев А.С., Фролов С.А., Чернецов В.А., Филиповская Т.В., 2012

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет
Инженерно-строительный институт

Магистратура по направлениям «Строительство» и «Природообустройство и водопользование»

Что такое магистратура?

- Фундаментальное профессиональное образование
- Получение специализированных знаний в рамках направления
- Подготовка к научно-исследовательской или педагогической деятельности
- Получение квалификации, признанной во всем мире
- Возможность дальнейшего обучения в аспирантуре и получения ученой степени

Условия поступления и обучения

- ✓ На обучение принимаются лица, имеющие высшее образование (квалификация «бакалавр», «специалист» или «магистр»)
- ✓ Документы принимаются в период работы приемной комиссии ФГБОУ ВПО «СПбГПУ»
- ✓ Зачисление проходит на конкурсной основе по результатам междисциплинарного экзамена в объеме требований ФГОС ВПО по направлению подготовки
- ✓ Обучение проходит в течение 2 лет
- ✓ Обучение проходит на бюджетной или контрактной основе
- ✓ Обучение проходит по очной или заочной форме

Особенности обучения на инженерно-строительном факультете:

- фундаментальность образования Политехнического университета
- научная школа, проверенная временем – в 2007 г. факультету исполнилось 100 лет
- широкий выбор самых актуальных специальностей
- индивидуальная работа с каждым студентом, включающая активную научно-исследовательскую работу и опыт педагогической деятельности;
- регулярное участие магистров в семинарах, конференциях, научных форумах;
- ориентация учебного процесса на применение современных компьютерных технологий;
- постоянное общение с представителями ведущих строительных и проектных организаций.

Магистерская программа	Кафедра
Теория и практика организационно-технологических и экономических решений в строительстве	СУЗИС
Морские гидротехнические сооружения и сооружения водных путей	ВИГС
Речное и гидротехническое строительство	ВИГС
Проектирование, строительство, управление и экспертиза объектов недвижимости в энергетике и водном хозяйстве	ВИГС
Теория и проектирование зданий и сооружений	СМИСК
Организация и управление инвестиционно-строительными проектами	СУЗИС
Теория и методы компьютерного моделирования в расчетах сооружений	СМИСК
Строительство объектов ландшафтной архитектуры	ВИГС
Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений	СМИСК
Автоматизированное проектирование зданий и сооружений	СУЗИС
Инженерные системы зданий и сооружений	СУЗИС
Ландшафтное обустройство территории	ВИГС
New! Civil engineering (на англ. яз.)	СУЗИС

Контакты

195251, Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2
552-79-03, 535-25-09
dekanat@cef.spbstu.ru; www.cef.spbstu.ru