

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДАЛЬНЕВОСТОЧНЫЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



ЦИМБЕЛЬМАН НИКИТА ЯКОВЛЕВИЧ

**РАСЧЕТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ
С ПРИМЕНЕНИЕМ ЗАПОЛНЕННЫХ ГРУНТОМ ОБОЛОЧЕК**

2.1.6 – Гидротехническое строительство, гидравлика
и инженерная гидрология

Диссертация на соискание учёной степени доктора технических наук

Научный консультант:
доктор техн. наук, профессор
Беккер Александр Тевьевич

Владивосток

2023

Оглавление

Введение	4
Глава 1. Гидротехнические сооружения с применением заполненных грунтом оболочек: общие сведения, методы расчёта и опыт применения.....	24
1.1. Краткая история развития конструктивных решений.....	24
1.2. Область применения оболочек в гидротехническом строительстве.....	30
1.3. Обзор теоретических и экспериментальных исследований	34
1.4. Область актуальных исследований	52
1.5. Выводы по Главе 1	61
Глава 2. Анализ работы элементов системы «оболочка-наполнитель-основание» в составе гидротехнических сооружений различного назначения	64
2.1 Типизация расчётных схем сооружений.....	64
2.2 Основные элементы системы «оболочка-наполнитель-основание».....	77
2.3 Особенности взаимодействия основных элементов системы.....	88
2.4 Классификация расчётных моделей заполненных грунтом оболочек по способу взаимодействия с основанием	90
2.5 Определение области критериальных значений параметров основных элементов системы	96
2.6. Выводы по Главе 2.....	107
Глава 3. Математическое моделирование тонких оболочек с грунтовым наполнителем в составе гидротехнических сооружений.....	110
3.1. Описание напряжённого и деформированного состояния конструкции на основе решений теории оболочек	110
3.2. Применение метода конечных элементов к построению модели заполненной грунтом оболочки.....	121
3.3. Базовая математическая модель тонкой оболочки с грунтовым наполнителем	133
3.4. Задачи калибровки и валидации численных моделей гидротехнических сооружений из оболочек с наполнителем	143
3.5. Выводы по Главе 3	145
Глава 4. Разработка и реализация методики экспериментальной калибровки численных моделей гидротехнических сооружений из заполненных грунтом оболочек	147
4.1. Условия физического моделирования оболочек с грунтовым наполнителем.....	147
4.2 Экспериментальные установки.....	153
4.3 Калибровка и валидация базовой численной модели заполненной грунтом оболочки.....	171
4.4. Выводы по Главе 4	190
Глава 5. Теоретическая модель оценки устойчивости заполненной оболочки в системе «гидротехническое сооружение – основание»	192
5.1 Предельные состояния системы «оболочка - наполнитель - основание»	192

5.2 Теоретическое решение оценки устойчивости заполненных грунтом оболочек в системе «оболочка – наполнитель – основание»	196
5.3 Применение теоретической модели для верификации численных расчётов.....	209
5.4 Выводы по Главе 5	213
Глава 6. Расчётное моделирование гидротехнических сооружений различного назначения из заполненных оболочек.....	214
6.1 Общий алгоритм расчёта	214
6.2 Методики и специфика определения нагрузок на гидротехнические сооружения из заполненных грунтом оболочек.....	218
6.3 Методика моделирования напряженно-деформированного состояния системы «оболочка – наполнитель – основание»	245
6.4. Выводы по Главе 6	288
Глава 7. Конструктивные и технологические решения гидротехнических сооружений из заполненных грунтом оболочек.....	290
7.1. Потенциал применения и направления развития технических решений в гидротехнике	290
7.2. Способ повышения устойчивости сооружений введением опорной консоли.....	295
7.3. Технологии устройства заполненных грунтом оболочек в составе гидротехнических сооружений различного назначения.....	308
7.4. Анализ экономической эффективности применения заполненных грунтом оболочек.....	329
7.5. Выводы по Главе 7	333
Заключение	335
Литература	340
Приложение 1. Сопроводительные документы.....	369

Введение

Актуальность темы исследования. Обширный круг задач гидротехнического строительства во многом формируется потребностями развития морского транспорта. Среди других видов транспорта морской транспорт выделяется высокой экономической эффективностью. В среднем морские перевозки соизмеримы по стоимости с железнодорожными перевозками и более чем в пять раз дешевле автомобильных [95]. В условиях развития межконтинентальной торговли морской транспорт практически не имеет альтернативы за исключением авиации, которая, несмотря на активное развитие в последние годы, не в состоянии обеспечить необходимой массовости грузопотока [95].

Интенсивное развитие морских торговых путей в 60-80-е годы XX века привело к расширению существующих и строительству новых морских портов и портопунктов и соответствующей инфраструктуры. К началу 1980-х годов в России насчитывалось уже 65 портов, из них 41 порт – с грузооборотом более 1 млн. т. в год [237]. Несмотря на стремительные преобразования в мировой политике и экономике, а во многом и благодаря им, грузооборот морских портов России по-прежнему растёт. Перенаправление транспортных потоков в обход Прибалтики привело к естественному резкому росту грузооборота морских портов Западной Арктики и Балтийского бассейна, таких как Мурманск и Большой порт Санкт-Петербург. Происходит постоянное сокращение доли портов сопредельных стран в общем объёме перевалки российских внешнеторговых грузов: от 50,7% в 1992 году до 17,1% в 2011 году, до 5,2% в 2019 году и продолжает снижаться [240].

Развитие экономических взаимоотношений со странами Азиатско-тихоокеанского региона способствует постоянному росту оборота портов Дальневосточного бассейна (таких, как Владивосток, Находка и Порт Восточный). По данным Ассоциации морских торговых портов России [51], которые в целом согласуются с информацией Федерального агентства морского и речного транспорта (Росморречфлот) [256] только в период с 2005 по 2015 год грузооборот российских морских портов вырос в целом на 33,2% и, несмотря на замедление темпов экономического роста во многих отраслях, продолжает увеличиваться. В настоящее время в России согласно реестру морских портов эксплуатируются 67 портов, из них 14 портов с грузооборотом более 10 млн. тонн в год. В составе портов функционируют более 1450 причалов, общая длина причального фронта портов составляет более 200 000 м.п. [256].

Основная проблема развития морского транспорта России – нехватка портов в целом и

крупных портов с большим грузооборотом в частности, а также мелководность 60 % российских портов [81].

Постоянно растущий грузопоток на морском транспорте ставит задачи реконструкции существующего и возведения нового причального фронта в эксплуатируемых и развиваемых портах и погрузочно-разгрузочных терминалах России с использованием эффективных технических и технологических решений, оправданных с экономической точки зрения, и имеющих достаточное расчётное обоснование к применению в том числе в суровых климатических условиях [272]. На общем фоне роста грузопотока в стране в последние годы наблюдается некоторое снижение грузопотока портов Арктического бассейна России [256]. Наблюдаемый спад связан с уменьшением доли перевалки нефти, а также с нехваткой существующей инфраструктуры портов для перевалки угля, в результате чего часть грузов уходит в зарубежные порты. Несмотря на это на порты Арктики возлагаются большие надежды – в основные программы стратегии развития транспортных систем России заложена идея осуществления международного транзита по Северному морскому пути, ключевыми точками которого станут порты Российской Арктики и Субарктики.

Указанные задачи сформулированы в Государственной программе Российской Федерации «Развитие транспортной системы» [95], а также в рамках «Стратегии развития морской портовой инфраструктуры России до 2030 года» [240]. Основными целями реализации программ являются:

- создание к 2030 году портовых мощностей в объёме не менее 1,4 млрд. тонн и обеспечение эффективного развития портовой инфраструктуры (увеличение пропускной способности существующих морских портов – задача 9 [95], а также строительство новых портов на Чёрном море (Сочи), Дальнем Востоке (в районе п. Ильинское, о. Сахалин), в районе Санкт-Петербурга (Бронка), в Арктике (Сабетта, Териберка) и других);

- повышение коэффициента использования перегрузочных комплексов до уровня 75-80%;

- переключение части объёма внешнеторговых потоков Российской Федерации в порты России из Украины и стран Балтии и сокращение доли сопредельных государств в общем объёме перевалки внешнеторговых грузов до 5% и менее;

- увеличение объёма перевозок грузов по Северному морскому пути почти в 20 раз: с 3,25 млн.т. в 2011 году, до 63,7 млн.т. к 2030 году и далее.

Задачи реконструкции, увеличения мощностей, развития инфраструктуры существующих и возведения новых опорных пунктов транспортных путей России тесно связаны с программами освоения российского шельфа, поскольку более половины морского грузооборота России занимают наливные грузы нефти и нефтепродуктов [256, 240], доля

добычи которых на шельфе постоянно возрастает [94, 166, 149]. Для целей энергетической, добывающей и транспортной отраслей задачи освоения прибрежных шельфовых территорий заключаются в основном в экономическом и расчётном обосновании возведения искусственных территорий и островов, а также в использовании обоснованных технических решений устройства буровых разведывательных и стационарных нефтегазодобывающих платформ в сложных климатических условиях [64, 65, 66, 93, 234, 235, 241, 291]. С середины 1990-х годов ряд правительственных и ведомственных программ и концепций регламентирует основные направления освоения шельфовых территорий арктических и субарктических дальневосточных морей и развитие торгово-транспортной инфраструктуры портов Арктического и Дальневосточного бассейна на ближайшие десятилетия и долгосрочную перспективу [78, 95, 152, 240, 252].

Задачи развития портового и шельфового строительства, такие как общее увеличение причального фронта и полезных территорий портов, в том числе реконструкция существующих и возведение новых портовых сооружений (причальных набережных, пирсов, палов, молов, волноломов и др.), формирование подпорных сооружений искусственных территорий, формирование искусственных островов, устройство массивных грунтовых оснований стационарных шельфовых нефтегазодобывающих платформ составляют далеко не полный перечень задач гидротехнического строительства, укладываемых в рамки рассмотренных государственных программ развития.

Решение поставленных задач требует решения комплекса правовых, экономических, социальных, научно-технических, технологических и других вопросов как в отрасли в целом, так и для каждого конкретного объекта в отдельности. Среди многочисленных научно-технических проблем строительства сооружений морской транспортной инфраструктуры в этом смысле следует указать, прежде всего, необходимость обеспечения эксплуатационных качеств сооружений в сложных природно-климатических условиях Севера и Дальнего Востока России.

Упомянутая обширная группа проблем включает в себя анализ и учёт при расчётном моделировании и проектировании сооружений: особенностей инженерно-геологических условий площадок строительства (включая зачастую сравнительно резкую неоднородность грунтов основания); значительных климатических нагрузок на сооружения (включая циклическое сезонное воздействие различных видов ледяных образований); удалённости объектов строительства от крупных промышленных производственных центров (что зачастую во многом определяет технологию возведения сооружения) и других факторов.

В результате на стадии принятия предпроектных решений, когда определяется основной принципиальный тип конструкции для возведения комплекса сооружений морской

транспортной инфраструктуры, возникает задача поиска, расчётного и экономического обоснования конструкции, а также сравнительной оценки эффективности её применения.

Объект исследования. В последние десятилетия в практике строительства всё более широко применяются комбинированные несущие конструкции, направленные на наиболее эффективное использование положительных свойств составляющих их элементов [272, 282]. Элементы могут быть совершенно различны по свойствам, но при этом рациональное их сочетание приводит к высокой эффективности и экономичности конструкции. Ярким примером является распространение проектных решений с применением заполненных оболочечных конструкций, в которых сочетаются свойства тонкостенной (тонкой) оболочки и удерживаемого ею наполнителя. *Объектом исследований* являются тонкие оболочки, частично заглубленные в грунт основания и обеспечивающие цельность конструкции гидротехнических сооружений различного назначения за счёт удерживаемого в проектом положении грунта наполнителя.

Предмет исследования – напряжённо-деформированное состояние конструкций из оболочек с наполнителем в составе системы «гидротехническое сооружение – основание».

Область проектных задач, на решение которых могут быть направлены оболочечные конструкции с наполнителем, весьма широка [61, 63]. В машиностроении и энергетической отрасли такое сочетание материалов возникает, как правило, при хранении и транспортировке различных сред (например, топлива: баки, цистерны, трубопроводы, корпуса ракет, твёрдотопливные двигатели и др.). В строительстве оболочки с наполнителем находят применение как несущие конструкции за счёт эффективной совместной работы относительно дешёвого наполнителя, который может занимать значительный объём всего сооружения, и оболочки, обеспечивающей удержание массива наполнителя в необходимом проектом положении [272]. В строительстве, как правило, речь идёт о замкнутых цилиндрических и конических (нулевой гауссовой кривизны) или тороидальных оболочках, выполненных из стали и некоторых лёгких сплавов, железобетона, а также современных однослойных и многослойных полимерных материалов (например, стеклопластика) [63]. В качестве наполнителя в основном используются грунт, бетон, иногда различные виды газонаполненных пластмасс.

Несмотря на трудности, зачастую возникающие при расчётном обосновании совместной работы оболочки и наполнителя, составленные ими строительные конструкции оказываются наиболее предпочтительными в сравнении с аналогами, которые могли бы быть применены в тех же проектных условиях [62, 63]. При этом недостаток расчётных параметров компенсируется за счёт лабораторных испытаний и долгосрочных наблюдений за возведёнными сооружениями [62], [136], [181].

Степень проработанности темы исследований. Основы теории оболочек заложены начиная с 40-х годов XX века в работах В.З. Власова, А.Л. Гольденвейзера, Б.Н. Жемочкина, Н.Н. Леонтьева, В.В. Новожилова, К. Терцаги (Terzaghi С.), С.П. Тимошенко, С. Войновского-Кригера, А.П. Филина и других исследователей, и далее развиты применительно к различным областям деятельности. Теоретические основы решения задач статики и динамики оболочек, связанных с упругим деформируемым телом, представлены исследованиями в области физико-математических и технических наук в работах А.П. Варвак, М.З. Гатауллина, В.Б. Глаговского, Б.В. Гулина, Р.М. Зарипова, В.А. Иванова, М.А. Ильгамова, В.В. Лалина, Г.И.Маркелова, З.Л. Нарузберг, Б.М. Пелех, В.В. Пикуля и других учёных. Теоретическое обоснование основных расчётов оболочек с наполнителем развито в работах В.Л. Бидермана, В.А. Елтышева, С.Н. Кана, А.А. Поливанова, А.Н. Тетиора, К.Ф. Шагивалеева и других авторов. В области гидротехнического строительства значительный вклад в разработку методов расчёта оболочечных конструкций внесли отечественные и зарубежные исследователи: В.О. Алмазов, Г.Е. Бимбад, А.Т. Беккер, Т. Бозки (Т. Воеки), В.В. Верстов, П.А. Воронов, В.Б. Гуревич, В.Б. Глаговский, Н.Н. Кайдалов, Е. Кюмминг (Е.Сумминг), С.Н. Левачёв, В.П. Лихачёв, С.В. Лузан, Х. Мазьяд, Л.Р. Мороз, Дж. Мэйтланд (J.K. Maitland), В.И. Николау, Н. Овесен (N.Ovesen), Е.М. Перлей, М.Э. Плакида, В.И. Руденко, В.И. Селивёрстов, А.Я. Серебро, М. Сираси (M.Shirashi), Г.Н. Смирнов, В.И. Титова, И.В. Фёдоров, Г.Д. Хасхачих, Ф.М. Шихиев, Г. Шнибелли (G.Schneebelli), П.И. Яковлев и другие учёные. При этом исследование взаимодействия опорных частей гидротехнических (и схожих с ними) сооружений с грунтовым основанием представлено в работах К. Андерсена (K. Andersen), Е.Н. Беллендира, В.Г. Березанцева, М.А. Бурмистрова, В.Б. Глаговского, М.Е. Грошева, Г.А. Дубровы, М.Х. Дэвис, Ю.К. Зарецкого, А.З. Зархи, П.Л. Иванова, В.М. Кириллова, Г.К. Клейна, К.В. Королева, А.Л. Крыжановского, М. Куделла (M.Kudella), А.Я. Медведева, Д.В. Мишина, Я.А. Пронозина, К. Ронольда (K.Ronold), С.А. Сосниной, А.Н. Тетиора, О.М. Финагенова, О. Ханстина (O. Hansteen), А.И. Царёва, П.И. Яковлева и других исследователей.

В многолетней отечественной и зарубежной практике накоплен значительный опыт проектирования и строительства сооружений в районах со сравнительно жёсткими климатическими условиями. Постоянно совершенствуемые теоретические модели работы конструкций, математический аппарат их описания и возрастающий опыт экспериментальных исследований, натурных наблюдений и мониторинга (П.А. Гарибин, Н.Н. Гусев, В.Е. Марлей и другие) находят применение при формировании расчётных методик, закладываемых в формируемые и периодически актуализируемые нормативные и справочные документы. В отношении оболочечных конструкций с наполнителем в период 60х – 80х годов XX века на основе общих положений ГОСТ, СНиП и Пособий к ним (впоследствии актуализированных в

первые два десятилетия нового века в форме СП), сформирован ряд норм и рекомендаций (Р, РД, РТМ, ВСН), регламентирующих порядок проектирования, строительства, приёмки и эксплуатации сооружений. Аналогичные зарубежные нормы общего характера (ISO, CEN, DIN, IBC, CAN/CSA) со временем дополнялись уточняющими документами (разработки ISSMGE, IAEE, ANSI, DNV, DNVGL, ICC).

Цели и задачи. Применение в гидротехническом строительстве тонких оболочек, внутренней средой для которых является грунтовый наполнитель, формирует круг проблем, связанных с недостаточной проработкой расчётно-экспериментального обоснования конструкции, а также технических, технологических и конструктивных решений, направленных на её применение. Актуальной остаётся проблема расчёта напряжённо-деформированного состояния гидротехнических сооружений из тонких оболочек с грунтовым наполнителем, в том числе обоснование условий взаимодействия их элементов, а также моделирования и обеспечения передачи нагрузки от оболочечной конструкции на грунтовое основание [63, 272]. Среди основных проблем можно назвать следующие:

- чувствительность напряженно-деформированного состояния конструкции оболочки к изменению физико-механических свойств грунта наполнителя и основания в зависимости от принятых условий на контакте основных компонентов системы «оболочка-наполнитель-основание»;

- необходимость учёта неравномерности передачи усилия от оболочки с наполнителем на основание, концентрации напряжений в области контакта оболочки, наполнителя и грунтового основания;

- отсутствие комплексной методики расчёта сооружений из оболочечных конструкций с наполнителем;

- ограниченность набора известных технических, расчётно-экспериментальных и конструктивных решений, позволяющих повысить эффективность работы конструкции в различных эксплуатационных условиях;

- необходимость разработки решений по технологии возведения оболочечных конструкций с наполнителем для различных условий строительства и дальнейшей эксплуатации.

Обозначенные вопросы являются следствием недостаточной изученности характера напряженно-деформированного состояния оболочечных конструкций с внутренним наполнителем, как в натуральных условиях, так и на моделях. Поэтому при проектировании оболочечных конструкций в настоящее время для исключения недопустимых деформаций и внутренних усилий предусматривают специальные конструктивные мероприятия, что приводит к увеличению стоимости строительства и способствует решению проблем только для узкого круга проектных задач.

Решение обозначенного перечня проблем имеет важное хозяйственное значение в свете расширения области применения экономичных комбинированных несущих конструкций, основным элементом которых является грунт. В связи с этим требуется разработка методологии расчётно-экспериментального обоснования проектирования гидротехнических сооружений из заполненных грунтом оболочек, которая в сочетании с системой новых технических и технологических решений внесёт значительный вклад в развитие портовой инфраструктуры страны, в том числе территорий Арктики и Субарктики.

Анализ исследований оболочечных конструкций показывает необходимость формирования методики расчёта, которая включала бы возможность расчётного моделирования оболочек с наполнителем на сжимаемом основании, и тем самым обеспечила бы возможность применения рассматриваемых конструкций для устройства широкого спектра сооружений как в гидротехническом строительстве, так и при решении задач вертикальной планировки местности в промышленном, гражданском и транспортном строительстве [283]. Теория расчёта должна основываться на анализе совместной работы оболочки с внутренним наполнителем, учитывать работу основания и обеспечивать сохранение эксплуатационных качеств оболочечных конструкций при действии статических и динамических нагрузок.

Целью исследований является разработка научно обоснованной методики расчётного моделирования, технических и технологических решений тонких оболочечных конструкций с грунтовым наполнителем в составе системы «гидротехническое сооружение – основание», применяемых при возведении гидротехнических сооружений различного назначения и условий эксплуатации.

В соответствии с поставленной целью, направленной на расширение круга инженерных задач, решаемых применением заполненных грунтом оболочек (то есть на расширение области применения рассматриваемых конструкций), сформулированы следующие **задачи**:

1. Провести анализ отечественного и зарубежного опыта исследований, строительных норм, регламентирующих этапы расчёта, проектирования, возведения и эксплуатации гидротехнических сооружений из оболочек с наполнителем; обозначить традиционную область их применения.

2. Классифицировать сооружения из заполненных грунтом оболочек по способу взаимодействия с основанием с целью определения основных расчётных схем, учитывающих как размеры конструкции и действующие нагрузки, так и физико-механические свойства грунтового основания.

3. Определить влияние геометрических и физико-механических параметров системы «оболочка-наполнитель-основание» на основную расчётную модель сооружения из заполненных оболочек.

4. Обосновать возможности и обозначить область применения технической теории оболочек для решения рассматриваемой задачи определения усилий и перемещений внецентренно нагруженной заполненной грунтом тонкой оболочки.

5. Разработать математическую базовую модель описания взаимодействия тонкой оболочки с внутренним наполнителем и основанием для условий статического и динамического нагружения, с применением современных методов вычислений, реализованных в программно-вычислительных комплексах.

6. Разработать методику трёхмерного компьютерного моделирования напряженно-деформированного состояния системы «оболочка-наполнитель-основание», отражающую этапы построения модели гидротехнического сооружения и формирование стадий расчёта в соответствии с особенностями его нагружения и технологии возведения.

7. Провести необходимый объём экспериментальных исследований поведения рассматриваемой системы при статических и динамических нагрузках с целью калибровки базовой математической модели с учётом описания условий на контакте оболочки с наполнителем.

8. Разработать методику расчёта гидротехнических сооружений из заполненных оболочечных конструкций на основе анализа совместной работы оболочки, среды внутреннего наполнителя и основания, с учётом внешних воздействий и особенностей опирания.

9. Разработать и исследовать конструктивные решения, позволяющие обеспечить эффективную совместную работу элементов конструкции гидротехнических сооружений из заполненных грунтом оболочек в зоне опирания на грунтовое основание.

10. Разработать технические решения в части технологии возведения гидротехнических сооружений из заполненных грунтом оболочек, эффективно использующие особенности работы материала наполнителя и оболочки и направленные на расширение области их применения.

11. Исследовать возможность и предложить технические решения для применения конструкций из заполненных грунтом оболочек как несущих конструкций в смежных областях строительства (транспортном, промышленном, гражданском).

Структура и объём работы, аннотации разделов. Диссертация является обобщением и развитием работ автора [61, 62, 63, 153, 154, 155, 182, 183, 184, 186, 187, 188, 189, 190, 195, 196, 198, 200, 201, 204, 225, 226, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 289, 302, 303, 304, 305, 310, 312, 313, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369 и др.], и состоит из введения, семи глав, заключения, списка литературы и приложения.

Во **введении** рассматривается состояние вопроса по теме диссертации, её актуальность; ставится цель работы, формулируются задачи, кратко описывается содержание работы, формулируются научные положения, которые выносятся на защиту.

В **первой главе** приведено описание оболочечной конструкции с наполнителем, охарактеризована работа основных элементов конструкции, обозначены основные отличительные черты конструкции, её преимущества и причины появления и развития проектных решений с применением заполненных грунтом оболочек. Выделены основные особенности совместной работы системы «оболочка-наполнитель-грунтовое основание» в составе гидротехнических сооружений различного назначения. Выполнен исторический обзор развития конструктивных решений заполненных оболочек в гидротехническом строительстве.

Проведён анализ теоретических и экспериментальных исследований оболочечных конструкций с наполнителем. Условно выделены три временных периода исследований в области теории оболочек, в каждом из которых преобладает определённое направление исследований. Приведена схема систематизации направлений теоретических исследований в указанной области. Рассмотрены результаты основных экспериментальных исследований оболочечных конструкций с наполнителем в зависимости от целей исследования. Выполнен анализ расчётных методик сооружений из заполненных оболочек, сформулированы проблемы эксплуатации, задачи совершенствования конструкции, технологии возведения и методов расчёта. Поставлены задачи теоретического и экспериментального моделирования оболочек с наполнителем для целей гидротехнического строительства.

Вторая глава содержит описание области применения оболочек с наполнителем в гидротехническом строительстве, а также обоснование направлений расширения области применения конструкции, в том числе в смежных с гидротехникой областях строительной деятельности. Рассмотрены варианты применения заполненных оболочек как основных несущих конструкций в составе сооружений различного назначения. Выделена основная базовая расчётная модель заполненной оболочки, характерная для большинства рассмотренных расчётных моделей, представляющая собой внецентренно нагруженную тонкостенную заполненную грунтом оболочку цилиндрической или иной формы, опирающуюся нижним торцом на грунтовое основание.

Охарактеризованы особенности взаимодействия элементов рассматриваемой системы, сформирована классификация конструкций по различным признакам. В результате анализа возможных расчётных схем выделены группы сооружений из заполненных грунтом оболочек с рассмотрением способа взаимодействия с основанием как основного признака классификации конструкций. Проведены исследования конструкции цилиндрической

оболочки с внутренним наполнителем с целью определения диапазона эффективного соотношения основных размеров оболочки с учётом деформационных свойств наполнителя.

В **третьей главе** приведено последовательное описание построения математической модели напряжённо-деформированного состояния заполненных оболочек на основе общей теории оболочек, и её численная реализация. Обозначена область применения решения задачи определения усилий и перемещений заполненной оболочки, построенного на основе технической теории оболочек. Потребность применения численных методов решения задачи обоснована необходимостью учёта более сложных расчётных условий системы.

Обозначена логика построения базовой модели сооружения с последующей её калибровкой по данным экспериментальных исследований и возможностью валидации сопоставлением с доступными по трудоёмкости вычислений аналитическими решениями. Для описания картины происходящих в грунте наполнителя процессов в качестве расчетной выбрана модель упругопластической среды в определённой форме. Для описания условий взаимодействия на контакте наполнителя с внутренней стенкой оболочки в расчётной модели используется условный промежуточный (переходной) слой, который моделируется специальным элементом расчётной схемы [62]. Слой предназначен для моделирования процесса снижения прочностных характеристик грунта (показателей трения, сцепления и других параметров, зависящих от выбранной математической модели) на контакте оболочка – грунт. Поставлены задачи экспериментальной калибровки разработанной модели, а также разработки теоретического решения для выделенной базовой модели.

Четвёртая глава содержит описание постановки и реализации модельных экспериментальных исследований внецентренно нагруженных тонких оболочек с наполнителем на сжимаемом основании, выполненных с целью верификации и уточнения параметров предложенных математических моделей в части описания взаимодействия оболочки с наполнителем и работы грунтового основания под действием статических и динамических нагрузок. Приведено обоснование соответствия модельных условий эксперимента натурным условиям работы сооружений при статическом и динамическом нагружении. Рассмотрен процесс проектирования и устройства экспериментальных установок, описан ход экспериментов, приведено описание и анализ результатов. Установлен рекомендуемый диапазон значений коэффициента снижения прочностных характеристик на контакте оболочки с наполнителем, предполагаемый к применению в расчётах тонких (тонкостенных) стальных цилиндрических оболочек с внутренним грунтовым наполнителем. Выполнено сопоставление результатов расчёта с данными эксперимента, валидация построенной модели в части напряжений в теле тонкой оболочки и характера распределения и величины напряжений в грунте основания.

В **пятой главе** предлагается теоретическая модель, функционально связывающая параметры грунта основания и размеры сооружения с максимальной нагрузкой, которую сооружение воспринимает без потери несущей способности основания. Модель разработана на основе решения задачи о предельном напряжённом состоянии грунтового основания с учётом развития полей скольжения. Приводится описание построенного на основе предложенной модели метода определения предельной горизонтальной нагрузки на гидротехнические сооружения, выполненные из тонких оболочек, заполненных грунтом [276]. Определяемая нагрузка может служить моделью действия бокового давления грунта на сооружение, льда, волны, навала судна, швартовых усилий, различных видов технологической нагрузки и других воздействий. Метод определения предельной нагрузки, разработанный на основе более точного и строгого в математическом отношении решения, используется для валидации численных моделей, более полно описывающих конструктивные особенности сооружения, а также на стадии предпроектной оценки принятых габаритов и требуемых параметров грунтовых оснований гравитационных сооружений из заполненных оболочек [276].

Шестая глава содержит описание алгоритма расчётного обоснования эксплуатационных качеств гидротехнических сооружений из оболочек с грунтовым наполнителем и их оснований. На основе анализа особенностей работы рассматриваемых конструкций выделены основные принципы обеспечения эксплуатационных качеств сооружений из заполненных оболочек. Приведена последовательность (алгоритм) построения расчётного обоснования проектирования сооружений из оболочек с наполнителем, включающая предварительное определение габаритных размеров оболочечных конструкций, назначение требуемых прочностных и деформационных параметров грунтовых оснований из условия обеспечения устойчивости оболочки при внецентренном нагружении; расчёты основных элементов сооружений из заполненных оболочек по несущей способности и деформациям. Алгоритм расчёта построен в виде последовательности комбинированных блоков, состоящих из традиционных этапов расчётного моделирования с учётом специфики сооружений, с включением дополнительных блоков, разработанных на основе проведённых исследований.

В **седьмой главе** приведено описание решений практических задач с применением результатов исследований, а также прикладные исследования, направленные на обоснование решений по конструированию и технологии устройства сооружений из заполненных оболочек.

Разработаны новые методы установки оболочек в проектное положение с возможностью их использования для условий шельфовой зоны северных морей. Предложена

технология монтажа тонких стальных оболочек без использования внутренних элементов жёсткости. Предложены новые конструктивные решения оболочек, направленные на повышение эффективности взаимодействия конструкции с грунтовым основанием, приведены исследования, направленные на обоснование выбора оптимальных параметров конструкции.

В **заключении** диссертации приведены основные выводы проведённых автором исследований и рекомендации для практического использования результатов.

Научная новизна работы состоит в следующем:

1. Впервые разработана аналитико-численная модель взаимодействия тонкой цилиндрической оболочки с наполнителем и сжимаемым основанием в составе гидротехнического сооружения, сформированная с использованием положений технической теории оболочек и методов численного моделирования.

2. Разработана и апробирована новая методика экспериментального определения параметров модели контакта грунтового наполнителя с поверхностью оболочки.

3. Получены новые опытные данные о характере и особенностях работы заполненной грунтом оболочки, как несущей основы гидротехнического сооружения при статическом и динамическом нагружении.

4. Впервые проведена валидация численной расчётной модели заполненной оболочки в части анализа картины распределения напряжений в элементах системы «гидротехническое сооружение-основание».

5. На основе исследований предложенной расчётной модели впервые установлен диапазон эффективных соотношений размеров оболочки с учётом деформационных свойств наполнителя из условия оптимальности распределения усилий в оболочке.

6. Разработана новая теоретическая модель, функционально связывающая параметры элементов системы «гидротехническое сооружение-основание» с максимальной нагрузкой, которую сооружение воспринимает без потери несущей способности основания.

7. Впервые разработана классификация расчётных моделей внецентренно-нагруженных гидротехнических сооружений из заполненных оболочек по способу взаимодействия с основанием с учётом его механических свойств.

8. Разработан алгоритм трёхмерного моделирования напряженно-деформированного состояния системы «оболочка – наполнитель – основание».

9. Предложена и апробирована последовательность расчёта гидротехнического сооружения, состоящего из внецентренно-нагруженных заполненных грунтом оболочек, опирающихся на грунтовое основание.

Теоретическая значимость результатов работы заключается в развитии теории расчёта конструкций, образуемых сыпучим телом, удерживаемым тонкой оболочкой в проектном положении в составе гидротехнических сооружений различного назначения. Система разработанных математических моделей описания взаимодействия тонкой оболочки с внутренним наполнителем с учётом работы грунтового основания образует основу методики расчётного моделирования напряженно-деформированного состояния системы «оболочка-наполнитель-основание». Результаты исследований внесут вклад в области численного и физического моделирования гидротехнических сооружений в составе сложных расчётных систем, а также в области научного обоснования расчётного моделирования сооружений, в которых среда наполнения оболочек используется в качестве конструкционного материала.

Практическая значимость результатов работы состоит в следующих положениях, применённых при расчёте и проектировании объектов гидротехнического строительства (раздел «Реализация результатов работы», письма и акты внедрения в Приложении 1):

1. Сформирована инженерная методика, предназначенная к применению в процессе проектирования, расчёта и конструирования гидротехнических сооружений, выполненных из заполненных оболочек, в том числе планируемых к возведению в регионах со сложными климатическими условиями.

2. Разработанная классификация внецентренно-нагруженных сооружений из заполненных оболочек позволяет осуществить предварительный выбор расчётной схемы сооружения с учётом как габаритов конструкции и действующих нагрузок, так и физико-механических свойств грунтового основания. В качестве критерия принята доля удерживающего момента на уровне подошвы сооружения, обеспечиваемого собственным весом сооружения. Предложены простые зависимости, позволяющие оценить необходимость заделки оболочки в грунт основания и определить требуемую величину заделки с учётом взаимодействия заглублённой части сооружения с окружающим грунтом.

3. Разработан алгоритм построения численной модели гидротехнического сооружения из заполненных оболочек; выполнена адаптация инженерных методик определения нагрузок применительно к заполненным оболочкам, в т. ч. разработана инженерная методика последовательного моделирования циклического приложения ледовой нагрузки. Методики предназначены к использованию при отсутствии соответствующего программного инструмента при формировании численных моделей, либо как альтернатива для их проверки.

4. Предложен способ учёта демпфирующих свойств системы «оболочка-наполнитель» при формировании расчётных динамических моделей сооружений из заполненных оболочек, основанный на назначении расчётного частотного диапазона, и позволяющий определить

коэффициенты Релея при заданном уровне демпфирования грунта.

5. Разработанные теоретические положения в отношении устойчивости оболочек с наполнителем при взаимодействии с грунтовым основанием реализованы в виде программы для персонального компьютера (св-во № 2020618170 от 21.07.2020). Использование программы на ранних стадиях расчёта позволяет осуществить выбор комбинации основных параметров рассматриваемой системы «гидротехническое сооружение-основание». Разработанная теоретическая модель применяется также для целей верификации численных расчётов.

6. Предложена рациональная схема установки оболочек в состав протяжённого гидротехнического сооружения с учетом характера распределения напряжений и деформаций в основании сооружения.

7. В результате исследований разработан способ повышения устойчивости сооружений из заполненных оболочек введением опорной консоли (патенты 2463408 РФ, 109158 РФ); решена задача определения оптимальной ширины опорной консоли с учётом распределения напряжений в основании заполненной оболочки; предложены и обоснованы новые технические решения и технологические приёмы монтажа конструкции (патенты 2700833 РФ; 184231 РФ; 2619646 РФ; 2623419 РФ; 166863 РФ).

9. Обоснованные в результате работы методики могут быть также внедрены в качестве обособленных расчётно-проектных блоков в существующие и вновь создаваемые отечественные программы и программные комплексы, содержащие как теоретические зависимости для описания работы материалов и конструкций, так и элементы численного моделирования гидротехнических сооружений.

Методология и методы исследования

Исследования ведутся с соблюдением основных традиционных этапов классической постановки научной работы. Выполняется анализ отечественного и зарубежного опыта исследований. При формировании моделей используются современные достижения прикладной математики и строительной механики в области развития численных методов оценки напряжённо-деформированного состояния расчётных систем при статических и динамических нагрузках. Предлагаемые приближённые модели калибруются в результате экспериментальных исследований и верифицируются сопоставлением с более строгими математическими решениями, возможными для определённых расчётных условий. Планирование эксперимента предполагает соблюдение положений теории подобия и анализа размерностей.

Положения, выносимые на защиту:

1. Расчётно-экспериментальное обоснование применения заполненных грунтом тонких оболочек в составе гидротехнических сооружений, включающее постановку и реализацию численного решения задачи, разработанного с учётом технической теории оболочек, методику моделирования и численную модель описания взаимодействия оболочки с наполнителем и основанием для широкого диапазона граничных условий.

2. Методика экспериментального определения параметров модели контакта наполнителя с поверхностью оболочки; новые результаты экспериментальных исследований сооружений из заполненных грунтом оболочек при действии статических и динамических нагрузок.

3. Результаты сопоставительного анализа теоретических и экспериментальных данных при внецентренном нагружении заполненной грунтом оболочки, в котором получены удовлетворительные данные об эффективности предложенных моделей.

4. Теоретическая модель, функционально связывающая параметры грунта основания и конструкции заполненной оболочки с максимальной нагрузкой, воспринимаемой сооружением без потери несущей способности основания.

5. Результаты прикладных исследований как обоснование новых технических и технологических решений изготовления и монтажа оболочечных конструкций с грунтовым наполнителем для различных условий применения.

6. Диапазон эффективного соотношения основных размеров заполненной оболочечной конструкции в зависимости от деформационных свойств материала оболочки и материала наполнителя по критерию оптимального распределения усилий в конструкции.

7. Классификация и признак классификации сооружений из заполненных грунтом оболочек, отражающие характер взаимодействия конструкции с грунтовым основанием (оценка составляющей удерживающего момента на уровне подошвы, обеспечиваемого собственным весом сооружения).

8. Алгоритм и практическая методика расчёта гидротехнических сооружений из внецентренно-нагруженных заполненных грунтом оболочечных конструкций различной формы и компоновки при статических и динамических нагрузках.

Степень достоверности результатов. Достоверность результатов исследований обеспечивается корректным применением положений технической теории оболочек, используемых теорий механики деформированного твёрдого тела и теории предельного напряжённого состояния сыпучих сред. Выводы и положения методик подтверждаются необходимым объёмом экспериментальных исследований; идентификацией полученных

расчётных параметров предложенной модели, выполненной путём сопоставления результатов расчётно-теоретических исследований с данными экспериментов.

Апробация работы. Основные результаты работы были доложены и представлены на конференциях, симпозиумах и семинарах:

XIV научно-техническая конференция «Гидроэнергетика, гидротехника. Новые разработки и технологии» (ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 21.10.2022);

Герсевановские чтения 2022 (Москва, НИИОСП им. Герсеванова, РОМГГИФ, 17.03.2022); Герсевановские чтения 2021 (Москва, НИИОСП им. Герсеванова, РОМГГИФ, 20.05.2021);

заседание подкомитета по проектированию, изысканиям и строительной науке Комитета Торгово-промышленной палаты РФ по предпринимательству в сфере строительства (16.06.2022, г. Москва, ул. Ильинка, д.6/1);

XII научно-техническая конференция пользователей Plaxis (Санкт-Петербург, НИИ «Информатика», 2019);

Международный симпозиум «Geotechnical Construction of Civil Engineering & Transport Structures of the Asian-Pacific Region» (Россия, о. Сахалин, Ю-Сахалинск, 2018);

19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering ICSMGE, Seoul, 2017;

IV Международный симпозиум РААСН «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений» (г. Владивосток, 2016);

III Международная научная конференция «Полярная механика», Владивосток, 2016;

XXIV, XXV, XXVI, XXVII международные конференции общества шельфовых и полярных инженеров (Offshore and Polar Engineering Conference) – ISOPE-2014 (г. Пусан, Корея), ISOPE-2015 (г. Кона, США), ISOPE-2016 (г. Родос, Греция), ISOPE-2017 (г. Сан-Франциско, США);

XV Всеамериканская конференция по механике грунтов и геотехнике (Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering) – XVPCSMGE-2015 (Буэнос-Айрес, Аргентина);

Международная конференция по геотехнике Технического Комитета TC207 ISSMGE-2014 (г. Санкт-Петербург, Россия);

Всероссийская конференция «Полярная механика»-2014 – Крыловский ГНЦ (г. Санкт-Петербург, Россия);

IX, X международный Азиатско-тихоокеанский симпозиум по шельфовой механике (Pacific-Asia Offshore Mechanics Symposium) – PACOMS-2010 (г. Пусан, Корея), PACOMS-2012 (г. Владивосток, Россия);

Семинар кафедры Гидротехники, теории зданий и сооружений ДВФУ (ДВФУ, г. Владивосток, Россия);

международные и всероссийские конференции и форумы: Всероссийская научная конференция «Актуальные вопросы фундаментальных и прикладных исследований» (г. Владивосток, 2019); Международная конференция «Conference on Industrial Engineering» (г. Владивосток, 2017); XII Международная конференция студентов и молодых ученых «Перспективы фундаментальных наук - 2015» (г. Томск, Россия); «Интеграция, партнёрство и инновации в строительной науке и образовании - 2011» (г. Москва, Россия) и др.

Реализация результатов работы.

Положения и результаты работы отражены в отчётах о научно-исследовательских работах:

в рамках плана реализации государственной программы Российской Федерации "Научно-технологическое развитие Российской Федерации":

НИР «Разработка методов расчёта оболочечных конструкций гидротехнических сооружений шельфа арктических морей на основе физического и численного моделирования» (НИР 3.1.1.13., 2021 ÷ 2023 г.г.) – отв. исполнитель;

в рамках плана реализации государственной программы Российской Федерации "Развитие науки и технологий":

НИР «Разработка методов физико-механического и численного моделирования сооружений из заполненных оболочек, предназначенных к применению в сложных климатических условиях» (НИР 7.4.17., 2020 г.) – отв. исполнитель;

НИР «Исследование напряженно-деформированного состояния оболочек большого диаметра с наполнителем» (НИР 7.1.19., 2013 г.) – отв. исполнитель;

другие НИР:

НИР «Концепция системы оценки технико-экономических показателей освоения шельфовых месторождений» (Договор № 100015/02098Д НК «Роснефть») – исполнитель;

НИР «Разработка и верификация отдельных элементов системы арктического инжиниринга. Оценка геокриологических условий на акватории Хатангского лицензионного участка посредством проведения инженерно-геологического бурения с припая». Договор в рамках ЦИП №102 на тему «Создание базы данных параметров окружающей среды и морских грунтов на лицензионных участках арктического и дальневосточного шельфа ОАО «НК «Роснефть» (исполнитель).

НИР «Разработка концептуальных решений по увеличению сезона бурения морских

мобильных буровых платформ в ледовых условиях. Этап 3 – Разработка конструктивных схем защиты райзера СПБУ от ледового воздействия, анализ эксплуатационных рисков и разработка концепции морских операций при работе СПБУ, определение временного интервала продления буровых работ 100017/01430Д (исполнитель).

Практические рекомендации, технические, технологические и расчётно-экспериментальные решения, полученные в результате исследований, использованы при выполнении поверочных расчётов, в процессе анализа напряжённого и деформированного состояния и конструирования сооружений в рамках Научно-технического сопровождения проектирования и строительства уникального объекта «Строительство Судостроительной верфи «Звезда» (б. Большой Камень): при проектировании перемычки котлована Сухого дока, проведении поверочных расчётов достроечной (№1), грузовой и мелководной набережных (в период с 2017 по 2022 годы).

Результаты исследований применены при выполнении поверочных расчётов и проектировании грузопассажирского пирса в составе сооружений проекта «Научно-образовательный комплекс «Приморский океанариум» (Владивосток); при расчёте конструкций причала на о. Беринга (с. Никольское); береговой паромной переправы «Ванино-Холмск» (в морском порту Холмск); причала №2 лесозаготовительного пункта «Самаргинский»; конструкций слипа в б. Нарва; причала № 44 в порту Владивостока; укреплении русел ручьёв и рек на трассе Владивосток – Порт Восточный, а также при расчёте и проектировании сооружений транспортной инфраструктуры: устоев мостов и подпорных сооружений (более 20 объектов).

Результаты работы в части численного моделирования взаимодействия оболочечных опорных стальных конструкций самоподъёмных буровых установок с грунтом основания применены в составе комплекса научно-исследовательских работ при обосновании возможности продления сезона бурения на континентальном шельфе северных морей (в рамках договора с ПАО «НК «Роснефть»).

Отдельные результаты работы представлены к внесению в СП 35.13330, СП 46.13330 «Мосты и трубы» (редакция 2022 г., ТК 465), представлены предложения в ТК 506 к внесению в СП 381.1325800 «Сооружения подпорные. Правила проектирования».

Результаты исследований используются в учебном процессе Дальневосточного федерального университета при обучении студентов по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» (специализация «Строительство гидротехнических сооружений повышенной ответственности»).

Публикации. Основные результаты диссертации опубликованы в более чем 60 работах в научных журналах, материалах конференций и симпозиумов, среди них:

из перечня рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени доктора наук – 19; публикации, рецензируемые базой данных Web of Science (Core Collection) и базой данных Scopus – 16; патенты на изобретения и полезные модели – 10; свидетельства о регистрации программ для ЭВМ – 1.

Результаты представлены в 6 НИР, из них одна выполнена в рамках плана реализации государственной программы Российской Федерации "Научно-технологическое развитие Российской Федерации", и одна – в рамках плана реализации государственной программы Российской Федерации "Развитие науки и технологий".

Личный вклад автора. Автору принадлежит постановка задач исследований, разработка логики исследований и содержания разделов работы, осуществление исследований, том числе в части теоретических и экспериментальных разделов работы, организация и выполнение вспомогательных работ, а также анализ, организация обсуждений и представление полученных результатов.

Благодарности. Автор выражает глубокую признательность доктору технических наук, профессору, академику РААСН А.Т. Беккеру за искреннее внимание к работе и советы, высказанные им в процессе проведения исследований. Автор также выражает искреннюю благодарность д.т.н., проф. А.А. Стоценко, д.т.н., проф. И.Б. Друзю, д.т.н., проф. Е.К. Борисову, д.т.н. Т.Э. Уваровой, Т.И. Черновой, к.т.н. А.И. Мамонтову, к.ф.-м.н. Д.А. Потянихину, проф. Д.С. Софианопулосу (D. S. Sophianopoulos), проф. Ж. Каето (G. Cailletaud), проф. Ч. Шлингеру (С.М. Shlinger), проф. О. Билгину (Ö. Bilgin), Ш. Гису (St. Gees), инженерам В.В. Торову, В.Д. Бруссу, И.Г. Кузнецову за советы, помощь и плодотворное сотрудничество.

Соответствие диссертации паспорту научной специальности

Полученные в диссертационной работе результаты соответствуют разделам паспорта специальности 2.1.6. *«Гидротехническое строительство, гидравлика и инженерная гидрология»:*

п. 1 «Теория и методы обоснования, проектирования, строительства, эксплуатации, ремонта и реконструкции плотин из грунтовых материалов, бетонных и железобетонных водоподпорных гидротехнических сооружений, водопроводящих и водопропускных гидротехнических сооружений, гидротехнических сооружений мелиоративных систем, сооружений речных и морских портов, сооружений на континентальном шельфе, возводимых в различных природно-климатических условиях, в том числе в Арктике и в зонах сейсмической опасности»;

п. 8 «Геотехнические и динамические исследования, методы физического и математического моделирования работы портовых сооружений и сооружений континентального шельфа. Прогнозирование расчетных нагрузок и воздействий: волновых, ледовых и от судов. Определение резонансных свойств и водообмена портовых акваторий».

п. 10 «Напряженно-деформированное состояние системы «гидротехническое сооружение – основание»; нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения; обоснование надежности и безопасности гидротехнических сооружений. Обновление нормативной базы расчетного обоснования и проектирования гидротехнических сооружений»

п. 11 «Технологии возведения гидротехнических сооружений, предназначенных для работы в различных природно-климатических условиях. Совершенствование методов организации и управления гидротехническим строительством».

Глава 1. Гидротехнические сооружения с применением заполненных грунтом оболочек: общие сведения, методы расчёта и опыт применения

1.1. Краткая история развития конструктивных решений

Как и большинство видов конструкций, оболочки в промышленности и строительстве появились и стали применяться в определённых условиях как оптимальное и менее затратное решение конкретных инженерных задач. Положительный эффект применения криволинейных элементов при образовании проёмов в стенах, перекрытии пролётов помещений и возведении переходов через препятствия был замечен ещё в давние времена, доказательством чему служат арочные конструкции, а также купола и своды сооружений древности. Среди многочисленных примеров подобных сооружений можно упомянуть античные инженерные и культовые сооружения, в которых своды и купола пришли на смену стоечно-балочной системе перекрытий.

Долгое время именно потребность перекрытия больших пролётов и пространств помещений без дополнительных опор являлась основной причиной расширения области применения, совершенствования конструктивных решений и развития технологии возведения конструкций из оболочек. Благодаря этой потребности, связанной с увеличением перекрываемых пространств, и, как следствие, ростом внутренних усилий в конструкции, видоизменялись сами несущие конструкции, приобретая форму, всё более близкую к оптимальной.

Широкое применение оболочек всегда сдерживалось и сдерживается сложностью расчётного обоснования конструкций и возникающими в результате трудностями в обеспечении их надёжности и долговечности. По мере развития методов расчёта и с появлением автоматизированной вычислительной техники оболочки, возводимые с целью перекрытия пространств, заняли доминирующее положение среди проектных решений указанных инженерных задач, обладая, кроме основных требуемых эксплуатационных качеств, ещё и высокой эстетической привлекательностью. Значительный толчок в применении оболочек произошёл в конце XIX – начале XX века благодаря исследованиям и обширной практической деятельности знаменитого русского учёного и инженера В.Г. Шухова. В настоящее время практически любое уникальное сооружение содержит в своём составе одну или несколько оболочек различных очертаний.

Замеченное свойство эффективной работы оболочек при восприятии ими распределённой по поверхности нагрузки от окружающей сыпучей среды способствовало применению оболочечных конструкций при строительстве заглублённых сооружений, которые первоначально относились к системам водоснабжения и строительству фортификационных сооружений. Среди многочисленных примеров можно отметить возведение оболочек для организации больших колодцев в странах с жарким климатом, а также строительство многочисленных подземных сооружений, перекрываемых сводами – оболочками, способными удерживать значительные пролёты, воспринимая нагрузку не только от собственного веса, но и от веса вышележащих слоёв грунта.

В настоящее время ввиду стремительного роста городских агломераций, развития транспортных систем и значительного удорожания пригодных под застройку городских земель относительный объём подземного строительства постоянно увеличивается. При этом основным конструктивным решением для восприятия нагрузки от вышележащего массива грунта при возведении подземных помещений остаются оболочки. С середины XX века появляются также проекты применения оболочек в качестве конструкций фундаментов. Обладая возможностью вовлечения в работу на устойчивость больших объёмов окружающего грунта, оболочки позволяют обеспечить необходимую несущую способность системы «фундамент-основание» при сравнительно низких затратах материала.

Другое направление применения оболочек при возведении сооружений обусловлено их способностью эффективно воспринимать растягивающие и сжимающие усилия при сравнительно низких затратах материала. Указанное свойство привело к использованию оболочек для восприятия нагрузок от различных сред (сыпучих, жидких, газообразных). Оболочки издавна используются в качестве хранилищ зерна, муки, корнеплодов и других продуктов сельского хозяйства, а также в качестве резервуаров для хранения воды, а впоследствии для хранения нефти, газа и других продуктов нефтяной промышленности.

Первые теоретически и экспериментально обоснованные решения по расчёту нагрузки от сыпучих сред на внутренние поверхности силосохранилищ предложены немецким инженером Х. Янсенем в конце XIX века. Хранилища сыпучих материалов, жидкостей и газов, выполненные в виде оболочек, широко применяются в современном строительстве объектов сельского хозяйства и энергетической отрасли.

История применения наполнителя оболочек, как части конструкции, а не как внешней нагрузки или сохраняемой среды, берёт своё начало в практике возведения подпорных сооружений, в которых ограждение – оболочка воспринимает давление обратной засыпки (грунта). При этом форма ограждения способствует снижению внутренних усилий в

конструкции.

Применение внутреннего наполнителя полых строительных конструкций как конструкционного материала, связано, прежде всего, с устройством массивных причальных сооружений. Есть свидетельства применения в конце XVIII века при расширении порта Шербур (Франция) массивных деревянных полых конусов, транспортировавшихся за счёт собственной плавучести к месту производства работ и затопляемых за счёт собственного веса по мере заполнения их полости крупным камнем [146]. Известны также, например, причальные сооружения ряжевой конструкции, возведённые в портах Северных морей в XIX веке. Ввиду наличия достаточных запасов леса оболочка выполнялась из ряжа в виде деревянного сруба различных форм из брёвен, а внутренняя полость сруба заполнялась крупнообломочным грунтом.

Развитие технологии производства монолитных и сборных железобетонных конструкций привело к появлению гравитационных сооружений из массивов-гигантов. Такие конструкции изготавливают монолитными (при возведении отсекающих воду перемычек), либо в виде тонкостенных железобетонных плавучих ящиков, которые транспортируют на место установки, затапливают и заполняют крупнообломочным грунтом. С появлением новых технологических возможностей производства и возведения конструкций из высокопрочных марок стали, железобетона и некоторых видов пластика, а также научно-обоснованных методов и технологий защиты конструкций от коррозии и других агрессивных воздействий окружающей среды, доля материала оболочки в общем объёме конструкции становилась всё меньше, требуемая толщина оболочки сокращалась, уступая место в конструкции внутреннему наполнителю. В результате с середины XX века возникают примеры и далее всё более активно применяются тонкие (тонкостенные) оболочки различной формы в плане, в которых объём материала наполнителя может достигать 95 % от общего объёма конструкции. Типы гидротехнических сооружений, содержащих в своём составе несущие конструкции из оболочек с наполнителем, систематизированы в п. 2.1 настоящей работы.

Тонкостенные оболочки с наполнителем – сооружения сравнительно молодые. Считается, что начало «индустриального» применения оболочек с наполнителем как основной несущей конструкции сооружения положено при строительстве объектов гидротехники. Первое подобное сооружение выполнено в порту города Гавр во Франции в период с 1947 по 1949 годы [98, 147].

Была возведена причальная набережная длиной более 300 метров, высотой до 15 м с собственным именем «Паскье Эрман» из железобетонных оболочек наружным диаметром 9 м. Оболочки заземлялись погружением в грунт основания на глубину до 10 м. В теле оболочки

были предусмотрены продольные сквозные отверстия, через которые грунт основания вынимался грейферами из-под стенок оболочки. Значительное заземление было обусловлено сложностью расчётного обоснования [147]. Однако применённая конструкция, будучи сравнительно экономически выгодной, хорошо зарекомендовала себя, и с этого времени схожие оболочки с различными вариациями в проекте, направленными на удешевление строительства, были применены снова в портах Гавра (набережная «Флорида») и Тулона (набережная «Вобан») в середине 1950-х годов. Упомянутые оболочки устанавливались на грунт основания с использованием грейферов и эрлифтов, при этом грунт разрыхлялся и извлекался через продольные отверстия в стенках оболочек, которые изготавливали монолитными (цельными или собираемыми из отдельных частей) прямо на территории портов.

С 1960-х годов применяются железобетонные оболочки с более тонкими стенками (причалы в порту Дюнкерк, Франция), при этом для их установки на грунте основания используется традиционная технология возведения опускных колодцев (насухо, в котловане).

С начала 1970-х годов монолитные и сборные конструкции железобетонных оболочек всевозможных конфигураций широко применяются при строительстве различных гидротехнических сооружений по всему миру. Их применяют при возведении нефтепричалов, причалов для выгрузки угля, швартовых палов, бычков, молов, волноломов и других сооружений в портах Марсель-Фос, Ла-Паллис, Гавр (Франция), Кадис (Испания), Квебек (Канада), Калундборг, Ханцхольм (Дания), Брайтон (Великобритания), Кобе (Япония), Рио-де-Жанейро (Бразилия), а также на территории республик, образовывавших в то время СССР, в городах: Рига, Клайпеда, Астрахань, Севастополь, Санкт-Петербург (Ленинград), Баку, Новороссийск и в других пунктах [147].

Первыми примерами применения многоячеистых массивных заполненных конструкций можно считать построенные также во Франции в 1970 году мол в порту Ла-Паллис и набережную в порту Гавр. Применение многорядной системы оболочек позволило уменьшить массу и габаритные размеры отдельных оболочек при условии обеспечения необходимой устойчивости всего сооружения. Возможные варианты конфигурации и компоновки оболочек в составе сооружений систематизированы в п. 2.3 настоящей работы.

С начала XX века появляются примеры применения так называемых ячеистых конструкций (ячеек), формируемых забивкой стального шпунта по заданному в плане очертанию и заполнением образуемых полостей местным грунтом. Конструкции ячеек образовались как альтернатива тонким шпунтовым стенкам, поскольку зачастую условия строительства и воспринимаемые сооружением нагрузки выходили за пределы возможностей

тонких стенок. Первоначально такие конструкции использовались при создании временных перемычек для подъема затонувших судов, формирования береговой полосы и решения других задач речного гидротехнического строительства [259, 346]. Один из первых известных случаев отказа от земляных дамб и тонких стенок в пользу устройства замкнутых ячеек – возведение перемычки в Black Rock Harbor, Buffalo, N.Y., США в 1908 году [340]. Конструкция перемычки содержала семьдесят семь установленных по замкнутому контуру квадратных в плане ячеек из шпунтовых свай. Уже во время строительства в результате наблюдений за работой конструкций под нагрузкой, проектное решение было изменено и последние четыре ячейки были выполнены со скруглёнными в плане стенками.

Одно из первых применений цилиндрических ячеек связано с подъёмом в 1910 году затонувшего судна «Мэн» в Havana Harbor, Куба [340, 343]. Двадцать ячеек диаметром 15,24 м (50 футов) с соединительными арками были установлены по замкнутому контуру вокруг судна для извлечения из отсечённого пространства воды и ила. Наиболее распространённое очертание ячеистых конструкций из шпунта – круговое в плане, при котором формируется заполненная цилиндрическая ячейка – оболочка. Опыт исследований и возведения ячеистых конструкций погружением отдельных шпунтовых элементов сформировал условия для появления технологии «готовой ячейки» [233, 244], при которой заранее собранную ячейку нужной формы погружают в грунт, используя необходимое количество вибропогружателей одновременно. Отсутствие возможности погружения шпунта в твёрдые скальные грунты привело в свою очередь к появлению решений оболочек из цельнолистовой стали.

Первые примеры применения стальных заполненных оболочек из цельного листа отмечены в Японии и некоторых других индустриально развитых странах Юго-Восточной Азии. В отечественной практике проекты морских портовых гидротехнических сооружений из цельных стальных оболочек разработаны по предложению организаций Минмонтажспецстроя СССР (тресты «Гидроспецфундаментстрой» и «Балтморгидрострой») [16]. По настоящее время стальные оболочки в конструкциях гидротехнических сооружений при больших глубинах применяются сравнительно редко. В числе единичных примеров применения цельнолистовых оболочек при глубинах более 8 м – причал в б. Козьмино (ОАО «ДНИИМФ»), порт Высоцк, порт Сочи (р. Мзымта), сооружение стоянки ПРГУ «Маршал Василевский» в Балтийском море [47, 122, 126]. При меньших глубинах стальные оболочки применяются чаще: например, причал № 9 в торговом порту Владивостока (АООТ «ДНИИМФ»), причал № 10 в порту Находки (ООО «Гидротекс», ДВГТУ-ДВПИ им. Куйбышева), пирс в б. Житкова во Владивостоке на о. Русский (ООО «Гидротекс», ДВФУ) и другие. Рассматривается также возможность и появляются примеры применения заполненных оболочек в составе

оградительных сооружений в сочетании с каменной наброской и укладкой тетраподов [50, 92, 122, 126]. Такие конструктивные решения применены в составе сооружений терминала по регазификации СПГ под Калининградом (АО «ГТ Морстрой»; АО «МРТС») [220]; оградительных сооружений государственной инспекции по маломерным судам МЧС РФ в б. Фёдорова в г. Владивостоке, в проекте реконструкции портопункта с. Никольское, о. Беринга (ООО «Морстройтехнология», ООО «ПриМорПроектБюро») [126, 242].

Начиная с 1980-х годов и по настоящее время оба из указанных основных направлений формирования стальных заполненных оболочек (цельнолистовые и формируемые погружением шпунта) остаются актуальными, находят каждый свою область применения и обладают определёнными преимуществами в зависимости от условий площадки строительства (инженерно-геологических условий, материальной базы строительства, масштабов сооружения и др.) [312].

1.2. Область применения оболочек в гидротехническом строительстве

Сведения из теории оболочек

Форма оболочки, как модели строительного сооружения, может быть описана основными определениями и положениями теории поверхностей и механики оболочек [208].

Несущие оболочечные конструкции, применяемые в строительстве, в большинстве случаев по своей форме являются *замкнутыми либо разомкнутыми оболочками вращения*. Как правило, такие оболочки – осесимметричны, и чаще всего замкнуты. При этом существует одна или несколько дополнительных ограничивающих поверхностей, связанных, прежде всего с закреплением оболочки на основании. Примером полностью замкнутой оболочки могут служить отдельные мелкоштучные элементы, являющиеся составными частями более крупных конструкций (например, тороидальные оболочки в конструкциях подпорных сооружений). В основном в качестве моделей используются оболочки нулевой гауссовой кривизны, имеющие форму *цилиндра*, реже – конуса. Из оболочек с ненулевой гауссовой кривизной находят применение в основном *оболочки вращения, образованные вращением параболы или гиперболы*

Рассмотренные выше положения теории оболочек позволяют выделить две основные модели, описывающие наиболее часто применяемые в строительстве формы оболочечных сооружений массовой застройки:

1. *Замкнутая (либо разомкнутая) сплошная оболочка вращения нулевой гауссовой кривизны (в большинстве случаев срединная поверхность имеет форму цилиндра).*
2. *Замкнутая (либо разомкнутая) оболочка вращения ненулевой гауссовой кривизны (в большинстве случаев срединная поверхность имеет форму свода, преимущественно – форму купола).*

Первая из указанных моделей служит для математического описания большинства массивных несущих оболочечных конструкций с наполнителем, применяемых в строительстве, а также трубчатых стержневых элементов, используемых в несущих каркасах зданий и сооружений.

Область применения оболочек в строительстве

Учитывая условие использования в работе конструкции внутреннего наполнителя, в область применения заполненных оболочек в строительстве следует включить [283]:

- гидротехнические сооружения из оболочек (причальные, оградительные, берегоукрепительные и др.) – систематизированы в п. 2.1;

- несущие конструкции транспортных водопропускных сооружений, проездов, устоев мостов, заглублённых подземных сооружений и т.п.;
- подпорные стены в промышленном, гражданском и транспортном строительстве из крупных и мелкоштучных заполненных грунтом пустотелых элементов;
- элементы в составе несущих каркасов зданий и сооружений, в конструкциях мостовых ферм и других стержневых сооружений трубчатых элементов, заполненных бетоном («трубобетон»), песком («трубопесок») и другими материалами;
- устройство фундаментов зданий и сооружений, в которых оболочка служит для обеспечения прочности и устойчивости заполняющего её грунта основания, для обеспечения устойчивости массива окружающего фундамент грунта, а также свайных фундаментов из свай – оболочек.

Вторая модель применяется, как правило, для описания форм различных покрытий нетиповых развитых в плане сооружений, из которых наибольшее применение находят купола и своды. Неосесимметричные оболочки, имеющие сложную форму поверхности, применяются в основном в области строительства ограждающих конструкций – лёгких покрытий и здесь не рассматриваются.

В настоящей работе рассматриваются оболочечные конструкции, для описания которых пригодна модель *сплошной оболочки вращения нулевой гауссовой кривизны*. При этом предполагается вовлечение работы оболочки *внутреннего наполнителя*: полное или частичное заполнение полости оболочки материалом, значительно отличающимся по свойствам от материала самой оболочки.

Основные преимущества конструкции

Принцип формирования заполненной оболочки как самостоятельной конструкции состоит в удержании массива сыпучего или связного наполнителя в заданной проектной форме, образуемой тонкой наружной оболочкой, выполненной из прочного материала. Принцип обеспечения совместной работы оболочки и удерживаемого ею наполнителя обеспечивает конструкции ряд преимуществ [63, 283].

Во-первых, совместная работа оболочки и наполнителя позволяет распределить внешние нагрузки таким образом, чтобы использовать рациональную работу обоих элементов конструкции. При этом в теле оболочки возникают относительно равномерно распределённые по толщине (мембранные) напряжения, в результате чего достаточная для их восприятия толщина стенки оболочки существенно уменьшается. Показательным примером в этом смысле могут служить цилиндрические оболочки.

Во-вторых, при рациональном конструировании совместная работа тонкостенных оболочек с наполнителем обеспечивает снижение расхода конструкционных материалов [289].

В-третьих, для большой группы сооружений возникает возможность и целесообразность их эксплуатации за пределами упругой области деформаций.

В результате расширение области применения оболочечных конструкций с наполнителем объясняется рядом естественных причин, среди которых можно указать следующие основные причины [63].

1. *Экономичность конструкции.* Как правило, сравнительно дорогой конструкционный материал используется только для оболочки: железобетонные конструкции занимают до 10% от общего объёма конструкции оболочки с заполнителем, для стальных конструкций – до 1% от всего объёма. Материал наполнителя в большинстве случаев относительно дешёв в сравнении с материалом оболочки [289].

2. *«Живучесть» конструкции.* Возможность перераспределения усилий в наполнителе в процессе эксплуатации позволяет оболочке сохранять прочность при значительных отклонениях от проектного положения.

3. *Универсальность конструкции.* Возможность применения оболочечных элементов с наполнителем для широкого спектра конструкций в различных областях строительства.

Универсальность оболочек с наполнителем помимо возможности их использования при формировании несущей основы причальных, оградительных и подпорных сооружений (п. 2.1), обеспечивается также их сравнительно высокой технологичностью: они могут быть применены при строительстве «насухо» (с использованием перемычек и водоотлива) и «в воду» практически в любых гидрологических условиях, в том числе в случаях, когда невозможно использовать шпунтовые сваи (по причине наличия очень плотных грунтов основания). При возведении оболочек при определённых условиях существует возможность отказа от устройства дорогостоящих каменных или щебёночных постелей, при этом диапазон грунтовых условий, пригодных для возведения заполненных оболочек, также достаточно широк. Приемлемые инженерно-геологические условия возведения и эксплуатации гидротехнических сооружений из заполненных оболочек могут быть определены на ранних этапах расчётного моделирования (Главы 5, 6).

Анализ актуальных работ в области коррозии металлических конструкций [311, 348, 357] в пресной и морской воде позволяет сделать вывод о высокой степени зависимости коррозионного износа конструкций от вида напряжённо-деформированного состояния, что служит причиной ещё одного присущего заполненным оболочкам важного преимущества. Вследствие сравнительно равномерного распределения усилий, для основных элементов рассматриваемой конструкции прогнозируется преобладание зон равномерной коррозии, что увеличивает долговечность металлических оболочек в сравнении с другими конструкциями.

Анализ методик и наблюдений [19, 30, 315] позволяет составить прогноз средней

величины потери толщины металла в зоне ниже уровня воды (полное погружение) для условий эксплуатации, характерных для пресной чистой воды (рис. 1.2.1) и морской воды средней солёности (рис. 1.2.2).

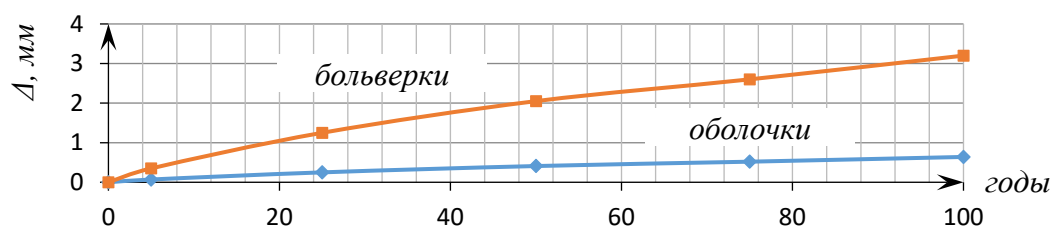


Рисунок 1.2.1 – Потеря толщины Δ металлической конструкции в пресной чистой воде

При этом для заполненных оболочек характерно развитие равномерной коррозии [136]; для тонких заземлённых стенок, воспринимающих знакопеременные нагрузки, как правило, характерно появление и развитие коррозии с более высокими темпами развития [319].

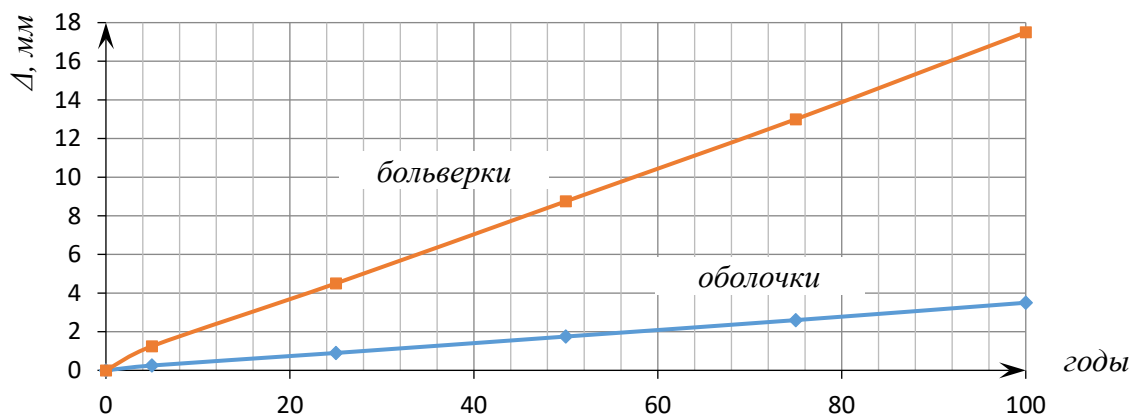


Рисунок 1.2.2 – Потеря толщины Δ металлической конструкции в морской воде

В дополнение среди преимуществ заполненных оболочек по сравнению с другими видами конструкций следует указать также:

- возможность строительства «пионерным» способом, при котором последующие оболочки ряда можно возводить с ранее заполненных;
- как будет показано далее, оболочки могут испытывать значительные перемещения, продолжая сохранять собственную целостность, что снижает ущерб от последствий возможных аварийных ситуаций;
- заполненные оболочки являются самонесущими конструкциями и не причиняют ущерба соседним оболочкам в случае локального разрушения. Указанная особенность делает их привлекательными при прогнозе возможных прогрессирующих обрушений.

1.3. Обзор теоретических и экспериментальных исследований

1.3.1. Теоретические исследования

В работе рассматриваются вопросы анализа поведения и построения методик расчёта сооружений, содержащих в своём составе конструкцию, состоящую из элементов, значительно отличающихся как по форме и функции, так и по материалу. Тонкая оболочка, удерживающая в проектном положении грунтовой наполнитель – сравнительно сложная комбинированная конструкция, элементы которой могут сохранять собственные эксплуатационные качества только совместно. Грунт в данном случае является не только основанием, воспринимающим нагрузки от сооружения и не только окружающим грунтом, формирующим внешнюю по отношению к сооружению нагрузку, но и важным конструктивным элементом сооружения (частью конструкции).

Основные теоретические исследования в области теории оболочек можно для удобства сгруппировать в четыре временных промежутка: начальный период (с середины XIX века по 1920-е годы); период с 1920-х до середины 1950-х годов, период с середины XX века по 1980-е годы и последующий текущий период (по настоящее время). Начальный период может быть описан в основном работами известных ученых, из которых, прежде всего, следует упомянуть Арона и Лява [87, 97, 208]. В их работах двумерная теория оболочек была представлена в общем виде, т. е. для оболочек произвольной формы. Упомянутые авторы перенесли на оболочки допущения, которые ранее были использованы Кирхгоффом [87, 97, 208] при построении двумерной теории пластин. Это стало возможным при принятии допущения, что пластина постоянной толщины является, по сути, частным случаем оболочки, когда ограничивающими её поверхностями являются две параллельные плоскости.

В рамках второго временного периода (второе – пятое десятилетия XX века) теория оболочек развита фундаментальными трудами выдающихся ученых, из которых, прежде всего, надо упомянуть В. З. Власова, А. Л. Гольденвейзера, Н. А. Кильчевского, А. И. Лурье, Х. М. Муштари, Н. А. Алумяэ, С. А. Амбарцумяна, И. Н. Векуа, Б.Н. Жемочкина, С.П. Тимошенко, Н.Н. Леонтьева, В.В. Новожилова, С. Войновского-Кригера, А.П. Филина; практически каждый из них основал обособленное направление развития теории оболочек, поддерживаемое многочисленными учениками [87, 97, 207].

Рассматриваемый период характеризуется в основном разработкой приближенных методов решения уравнений теории оболочек. Работы этого периода направлены на реализацию возможности разделения напряженного состояния оболочек на безмоментное и на

краевой эффект с разработкой специальных методов расчета этих двух видов напряженного состояния. В работах русских ученых И. Я. Штаермана, П. Л. Пастернака [185] и австрийского учёного И.В. Геккелера (I.W. Geckeler) [87, 97, 208] были разработаны приближенные методы расчёта напряжений в условиях краевого эффекта в куполах и днищах с произвольной формой меридиана, при осесимметричной задаче. В этот же период были развиты методы расчета безмоментного напряженного состояния в куполах и перекрытиях произвольной формы. Значительный вклад в этом направлении был сделан крупным немецким специалистом по железобетонным перекрытиям Ф. Дишингером (F.Dischinger) [102].

Третий период выделен в связи с появлением и развитием высокопроизводительных вычислительных машин, компьютеров, которые позволили дать толчок к разработке инженерных методов расчёта оболочечных конструкций с использованием метода конечных элементов [99, 268].

Четвёртый период содержит в основном работы, направленные на решение конкретных прикладных задач теории оболочек [118]:

- облегчение конструкций за счет применения высокопрочных материалов, приводящее к большей гибкости оболочек и к проблеме устойчивости оболочек;
- применение слоистых оболочек (целью которого является повышение жёсткости оболочки на изгиб и, соответственно, повышение ее устойчивости);
- применение конструкционных стеклопластиков, являющихся анизотропными материалами, дающее толчок к разработке теории деформации и устойчивости анизотропных пластин и оболочек;
- углубление теории компенсаторов тепловых расширений трубопроводов как развитие атомной энергетики и теплотехники;
- проблемы в динамике оболочек: в частности, появилась необходимость в изучении потери устойчивости оболочек, вызываемой пульсирующими нагрузками;
- *построение теории и методик описания взаимодействия тонких оболочек с внутренним наполнителем, имеющих потенциал применения в различных областях инженерной деятельности.*

Последняя из перечисленных задач применительно к задачам возведения сооружений гидротехнического и смежных областей строительства (промышленного, гражданского, транспортного) составляет предмет настоящего исследования.

Научные исследования в области прочности, устойчивости и динамики тонкостенных элементов, взаимодействующих с деформируемыми объектами, могут быть систематизированы также по основным направлениям [118]. Анализ направлений исследований проведён на основе изучения работ отечественных и зарубежных авторов [46,

82, 83, 84, 85, 86, 87, 97, 105, 124, 130, 177, 208, 261 и др.]. Схема систематизации направлений исследований в указанной области приведена на рис. 1.3.1. Основные проводимые в работе исследования в рамках приведённой схемы затрагивают различные направления в зависимости от поставленных задач изучения работы сооружений: это последовательности $2 \rightarrow 2.1 \rightarrow 2.1.1 \rightarrow 2.1.1.1$ (упругое поведение системы «ортотропная оболочка – наполнитель»); $2 \rightarrow 2.2 \rightarrow 2.2.2$ (устойчивость цилиндрических конструкций при статических нагрузках); $2 \rightarrow 2.3 \rightarrow 2.3.1$ (исследование работы системы при динамических нагрузках). Основные исследования, служащие опорой для построения математического аппарата описания взаимодействия тонкой цилиндрической оболочки с наполнителем, сосредоточены в работах В.Л. Бидермана, А.П. Варвак, М.З. Гатауллиной, В.Б. Глаговского, Б.В. Гулина, В.А. Елтышева, Р.М. Зарипова, В.А. Иванова, М.А. Ильгамова, С.Н. Кана, Г.И. Маркелова, З.Л. Нарузберг, А.А. Осипанова, А.А. Поливанова, Б.М. Пелех, А.Н. Тетиора, К.Ф. Шагивалеева и других исследователей. Основные фундаментальные результаты периода до 1980-х годов отражены в табл. 1.3.1.

В дальнейшем фундаментальные исследования развивались в направлении разработки различных постановок решения задач теории пластин и оболочек (труды В.В. Лалина [145] и других), обоснования теории расчёта более сложных конструкций оболочек, предназначенных для восприятия значительных нагрузок и работающих в сложных условиях эксплуатации (труды В.В. Пикуля [207] в части устойчивости оболочки), что привело к появлению эффективных композиционных материалов, позволяющих оболочкам воспринимать значительные внешние и внутренние давления (работы О.Н. Любимовой и других [151]), а также в области исследований динамического взаимодействия грунтовых и негрунтовых элементов конструкций (труды Б.М. Бахтина и других исследователей [55]).

Прикладные научные исследования, призванные адаптировать разработанные математические модели теории оболочек для построения методик расчёта сооружений, развивались по мере возникновения новых типов оболочечных сооружений [280]. Математический аппарат технической теории оболочек В.З. Власова [87] нашёл применение в прикладных исследованиях массивных опорных и других гидротехнических сооружений (В.О. Алмазов, А.Т. Беккер, Г.Е. Бимбад, Токио Бозки (Токуо Воеки), П.А. Воронов, В.Б. Глаговский, В.Б. Гуревич, Л.М. Емельянов, Н.Н. Кайдалов, С.Н. Левачёв, В.П. Лихачёв, С.В. Лузан, Дж. Мэйтланд (J.K. Maitland), В.И. Николау, В.И. Селивёрстов, М. Сираси (M. Shirashi), Г.Н. Смирнов, Г.Д. Хасхачих, Г. Шнибелли (G. Schneebelli), П.И. Яковлев и другие): массивов-гигантов и оболочек большого диаметра и других сооружений. Были, в частности, разработаны приближённые методы расчёта устойчивости оболочек большого диаметра с учётом закрепления на упругом основании [В.И. Николау, 177].

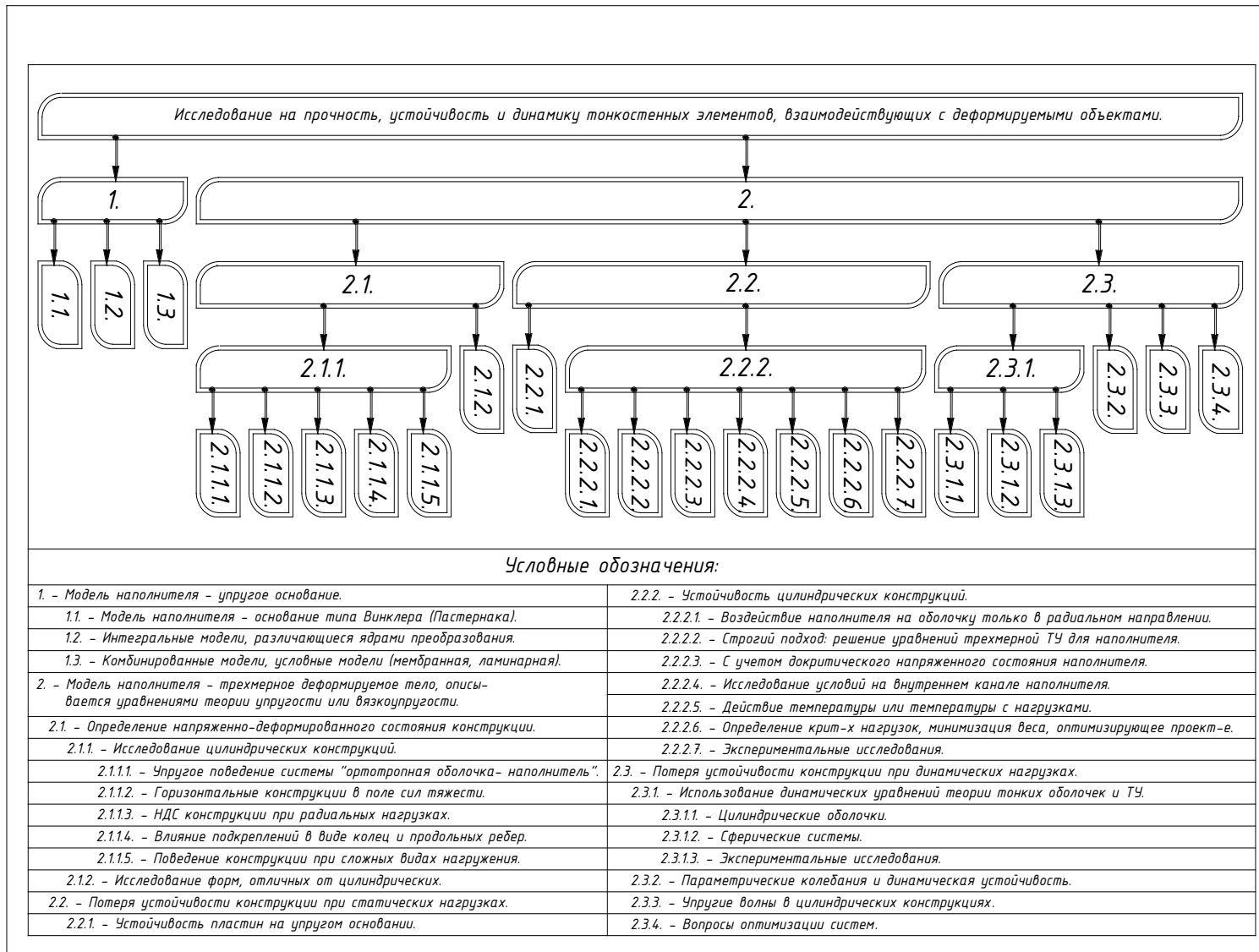


Рисунок 1.3.1 – Схема основных направлений научных исследований тонких оболочек с наполнителем (по [118])

Таблица 1.3.1 – Фундаментальные исследования оболочечных конструкций (в таблице – ОК) с наполнителем (период до 1980-х годов)

<i>№</i>	<i>Направление исследований, исследователи</i>	<i>Описание исследований</i>	<i>Краткие результаты</i>	<i>Основные источники</i>
1	Влияние сил тяжести на горизонтальные конструкции. В.З. Власов, Р.М. Зарипов, В.А. Иванов, М.А. Ильгамов	Изгиб цилиндрической оболочки с наполнителем, взаимодействие оболочки с твёрдым деформируемым телом. Изгиб оболочки, скреплённой с полым упругим цилиндром; изгиб бесконечно длинного упругого заполнителя, скреплённого с оболочкой	Приближённый расчёт цилиндрической оболочки с наполнителем	[85, 114, 120]
2	Определение критических нагрузок на ОК, оптимизация проектирования. А.П. Варвак, А.С. Стапаненко, Р.С. Лукошевичус, Р.Б. Рикардс, Г.А. Тетере, В.Л. Нарусберг	Устойчивость цилиндрической оболочки с вязкоупругим наполнителем. Минимизация массы цилиндрических оболочек из композитного материала с упругим наполнителем при комбинированном нагружении	Определены критические нагрузки на ОК и выработаны рекомендации по оптимизации проектирования	[77, 150, 172]
3	Устойчивость ОК с учётом напряжённого состояния наполнителя. В.В. Власов, В.А. Иванов, Б.А. Корбут	Исследование устойчивости тонкостенных цилиндрических оболочек с наполнителем	Приближенный расчёт на устойчивость цилиндрических оболочек с наполнителем	[82, 137]
4	Поведение ОК при сложных видах нагружения. М.З. Гатауллин, В.А.Иванов, М.А.Ильгамов. В.А.Елтышев, А.А.Поздеев, Ю.В.Соколкин, Л.Л.Кожевникова, В.П.Матвеев	Деформация соосных цилиндрических оболочек с упругим наполнителем под действием внешнего давления и осевого сжатия	Приближенный расчет цилиндрических оболочек с наполнителем под действием внешнего давления и осевого сжатия	[90, 106, 135]
5	Устойчивость ОК под действием температуры и внешних нагрузок. В.А. Иванов, А.З.Камалов, О.Н. Иванов, Г.А.Мовсисян, Р.В. Мельник	Устойчивость при осевом сжатии нагретой цилиндрической оболочки с упругим наполнителем	Определено поведение оболочки при действии температурных и силовых нагрузок	[121, 156, 162]

6	Воздействие наполнителя на оболочку только в радиальном направлении. С.Н. Кан, А.А. Морозов, Л.А. Серебrenникова, Ю.М. Хищенко.	Зависимость внутреннего давления наполнителя на оболочку	Определён критерий зависимости верхнего критического давления цилиндрической оболочки от касательного взаимодействия с упругим наполнителем	[130, 164]
7	Влияние подкреплений в виде колец и продольных рёбер на работу ОК. Н.А. Фёдоров	Бесконечная цилиндрическая оболочка с наполнителем, подкреплённая кольцом, под действием произвольной нагрузки. Цилиндрическая оболочка с наполнителем, подкреплённая кольцами, под действием произвольных нагрузок	Приближённый расчёт цилиндрической оболочки с прочно скрепленным ребристым цилиндром при осесимметричных нагрузках	[257, 258]
8	Влияние радиальных нагрузок на НДС конструкции. В.А. Бульба, А.Д. Грусков, В.А. Иванов, Ф.Х. Сафиуллин	Изгиб многослойной цилиндрической оболочки с упругим наполнителем под радиальной локальной нагрузкой. Осесимметричная деформация длинного цилиндра, заключенного в цилиндрическую оболочку	Приближенный расчет цилиндрических оболочек с наполнителем	[75, 119]
9	Расчёт НДС конструкции. В.А. Елтышев	Оценка напряжённо-деформированного состояния толстостенных полых цилиндров сложной формы, скреплённых с анизотропной оболочкой	Расчёт напряжённо-деформированного состояния ОК при действии давления, температуры и массовых сил	[105]

Изначально исследования, направленные на построение методов расчёта оболочечных сооружений с наполнителем в строительстве, были обусловлены необходимостью применения так называемых ячеек или ячеистых конструкций (оболочек, составленных из отдельных стержневых элементов, заделанных в грунт основания). Метод расчета ячеистых конструкций на нескальном основании предложен в 1935 году профессором Б.Н. Жемочкиным [109]. Было виднито предположение, наиболее опасная расчётная ситуация для таких конструкций состоит в сдвиге в вертикальной плоскости, поскольку силы трения (возникающие в результате действия собственного веса наполнителя) в вертикальных плоскостях всегда меньше, чем в горизонтальных (так как обусловлены только распором грунта). Для ячеек цилиндрического типа метод профессора Б.Н. Жемочкина развит К.Терцаги (Terzaghi С.) [360] и группой авторов организации TVA (The Tennesse Volley Authority).

В 50-х годах XX века метод расчета, разработанный Б.Н. Жемочкиным, был усовершенствован И.В. Фёдоровым. Был предложен новый способ определения давления засыпки на внутреннюю стенку цилиндрической ячейки, основанный на принципах теории Кулона и учитывающий кривизну стенки, что привело к снижению величины давления засыпки. Другой метод расчета, разработанный В.И. Титовой, основан на методе И.В. Федорова, но учитывает также реактивное давление основания [259].

В 1953 г. введена методика расчета ячеек, основанная на определенных картинах излома [Б. Хансен, 322]. Она предполагает формирование кольцевой линии излома (выпуклой или вогнутой) между нижними концами вертикальных элементов, составляющих оболочку. Н.К. Овесен (N. Ovesen) на основе метода Б. Хансена получил аналитическое решение, позволяющее для случаев, когда оболочка возводится на несжимаемых грунтах, учитывать действие скального основания у нижнего торца шпунтовой стенки [346]. В этой же работе Овесен указывал на необходимость расчета деформаций таких конструкций в связи с их высокой деформативностью. Он же предложил эмпирические зависимости для расчета деформаций ячеек от действия внешней нагрузки, которые получили своё развитие позже [48, 59].

Теория и методика расчёта ячеистых конструкций цилиндрического и сегментного типов на несжимаемом скальном основании опубликованы в 1960 г. в работе Э. Кюмминга (E. Cumming) [314]. В основу работы положено предположение о том, что устойчивость цилиндрических ячеек на опрокидывание определяется величиной сопротивления грунта сдвигу по линии разрыва, проходящей внутри ячейки. Вопросами расчета устойчивости ячеистых конструкций посвящены также работы М.Э. Плакида [209], А.Н. Калаева [129], Хаддад Мазьяд [264], и других исследователей.

Некоторые вопросы определения значений и распределения напряжений в основании цилиндрических оболочек, установленных на нескальное податливое основание, находили

отражение в работах второго временного периода в работах В.В. Алипова [42], Л.М. Емельянова [108]: для центрально-нагруженных оболочек было предложено принять распределение напряжений по подошве заполненной оболочки по аналогии с гибким фундаментом и вычислять подбором. Однако в большинстве случаев в указанный период неравномерностью распределения напряжений под оболочкой и наполнителем пренебрегали, принимая напряжения по подошве сооружения изменяющимися по линейному закону (С. Н. Левачёв [147]). В результате напрямую связанная с вопросом распределения напряжений в основании сооружения задача определения осадок была решена как для сплошного жёсткого штампа на упругом основании [147]. В некоторых работах задача взаимодействия тонкой оболочки с основанием сводилась к приближённой проверке возможности «соскальзывания» оболочки по грунтовому стержню – внутреннему наполнителю (В. Б. Гуревич [98]): препятствием такому скольжению являлось трение грунта наполнителя по внутренней поверхности цилиндра, характеризуемое усреднённым значением коэффициента трения.

Применение метода конечных элементов как основы расчётных методик определения напряжений и деформаций конструкции во взаимодействии с грунтовым основанием характерно для третьего временного периода: приближённые численные модели (В.И. Селивёрстов [229]) позволили оценить деформативность заполненных оболочечных конструкций, однако без исследования распределения напряжений в основании. С середины 1980-х годов ведутся исследования, направленные на изучение совместной работы оболочки с грунтом наполнителя и с основанием. В трудах Перлей Е.М., Серебро А.Я., Мороз Л.Р., Руденко В.И. и других определена требуемая высота заполнения оболочки для обеспечения совместной работы элементов, а также условия «зависания» оболочки на грунте наполнителя [206].

Исследования современного периода, касающиеся взаимодействия сооружений с основанием при сложной поверхности контакта, затрагивают, прежде всего, вопросы уточнения методик определения характеристик грунтовых оснований в зависимости от характера внешних воздействий на них: так, в работах Е.Н. Беллендира, В.Б. Глаговского [64, 65], в частности, предложено обоснование определения физико-механических характеристик грунтов при сложном нагружении. В работах К.Х. Андерсена (Knut H. Andersen), Т. Лунне (T. Lunne), Ф. Каи (F. Cai) [297] предлагается на основе детального анализа предельных состояний грунта, возникающих на каждом из характерных участков поверхности скольжения, определять тип и метод испытания грунта с целью определения его прочностных и деформационных характеристик; при этом также отмечается необходимость учёта возможной цикличности действующих на сооружение нагрузок.

Расчётные исследования численных моделей, направленные на оценку прочности и устойчивости заполненных грунтом тонких оболочек связаны с применением их в качестве несущей основы в составе оградительных сооружений (труды В.Б. Глаговского, Сосниной С.А., Созиновой Т.А. и др. сотрудников ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева) [50, 92].

Число исследований, выполненных и выполняемых в направлении анализа работы конструкций, содержащих в своём составе тонкую оболочку и грунт как конструктивный элемент, сравнительно невелико, в особенности, если рассматривать работу системы при динамическом нагружении. В основном выработаны общие теоретические решения для устойчивости грунтовых сооружений при сейсмических воздействиях: труды О.М. Финагенова [262], а также решения задач вне строительной области деятельности [124]. В трудах Б. М. Бахтина [55] достигнуты значительные результаты в части определения характеристик материалов системы при динамическом воздействии, совершенствования методов экспериментальных исследований и определения динамического давления на жёсткие ограждения.

Задача анализа работы рассматриваемых систем на восприятие динамических нагрузок в зависимости от исходных данных и целей расчёта решается с использованием общепринятых теорий: статическая теория (СТ), линейно-спектральная (квазистатическая) теория (ЛСТ), динамическая теория (ДТ).

Статическая теория (СТ) сформировалась и получила своё дальнейшее развитие в исследованиях японских учёных (Ф. Омори [345], Н. Мононобе, Т. Сано, К. Вадати) и, независимо, в отечественных работах (например, К.С. Завриев [110, 111] и др.). В работах Н. Мононобе [338] сделана попытка учёта деформируемости сооружений при нагружении.

Первоначальные принципы спектрального метода решения рассмотрены в трудах М.А. Био [307, 361, 362], далее развиты в работах И.Л. Корчинского [140, 141], А.Г. Назарова [168], Д. Хадсона [323], Дж. Алфорда, Г. Хаузнера, Р. Мартела [296], И.И. Гольденבלата, Н.А. Николаенко [96], С.В. Полякова и многих других исследователей, и продолжают совершенствоваться как основа:

- *вероятностной теории сейсмостойкости* (труды В.В. Болотина [72, 73], М.Ф. Барштейна [53, 54], В.Л. Мондруса [163], Ш.Г. Напетваридзе [170, 171], коллектива ВНИИГ им. Веденеева (Е.Н. Беллендир, В.Б. Глаговский и другие), и других),

- *нелинейной теории сейсмостойкости* (работы Н.А. Николаенко, Ю.П. Назарова [169], Ю.И. Немчинова, А.М. Уздина, Ю.Т. Чернова, коллектива НИИОСП им. Н.М. Герсевича, НИУ МГСУ и других),

- *волновой теории сейсмостойкости* (работы Е.В. Позняк [211], В.Т. Рассказовского

[219], А.П. Синицына [232], А.Г. Тяпина, Э.Е. Хачияна [266, 267], коллектива ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко [248, 249] и других отечественных и зарубежных учёных).

Упомянутые выше работы Н. Мононобе [338], С. Окабе и Т. Сано, К. С. Завриева [110, 111] можно считать первыми шагами к формированию динамической теории (ДТ). Согласно ДТ решение состоит в получении динамического отклика системы на действие нагрузки, зависящей от времени. Дифференциальные уравнения колебаний многомассовой системы решаются численно, пошаговым интегрированием. Во второй половине XX века динамическая теория получила развитие в результате роста производительности вычислительной техники.

Возможность учёта мгновенного действия на упругую систему реализована в трудах А.Г. Назарова [167], Б.М. Бахтина [55] как концепция сейсмического удара: представление сейсмического воздействия на систему в виде импульса.

Отдельное направление прикладных исследований, напрямую касающееся области строительства сооружений из оболочечных элементов, заполненных грунтом – технология и организация производства работ. По мере появления и развития новых видов строительной техники формировалась методология выбора эффективных технологических решений установки и закрепления конструкций на основании (Гайдо А.Н., Верстов В.В., 2015 [199, 88]), методов формирования и армирования наполнителя (Aimin Liu, Bin Li [295]), а также способов транспортировки и эффективного расположения (компоновки) в окружающих условиях (Wang Yusheng, Ma Yong, 2014 [371]).

1.3.2. Экспериментальные исследования

По мере возникновения новых типов оболочечных сооружений и расширения области их применения в различных областях хозяйства, развивались прикладные научные исследования, призванные адаптировать разработанные математические аппараты теории оболочек для построения методик расчёта сооружений. При этом значительная часть исследований основывалась на проведении модельных, полунатурных и натурных экспериментов. В строительстве в рассматриваемой области исследований большинство экспериментов было направлено на изучение работы цилиндрических оболочек, составленных из отдельных вертикальных элементов (ячеек), применявшихся, например, в качестве перемычек в гидротехническом строительстве.

Такие учёные, как И.В. Фёдоров и В.И. Титова (1952 г.) [259], А.И. Калаев (1954 г.) [129], Г. Шнибелли (1957 г.), В.С. Е.М. Кюминг (1960 г.) [314], Н. Овесен (1962 г.) [346], В.С.

Христофоров (1964 г.) [270], С.Н. Левачёв, В.В. Алипов (1965 г.), В.И. Николау (1966 г.) [177], А.А. Конев (1973 г.), Г.Д. Хасхачих (1979 г.) [265], Сираси М. (1978 г.) [233], Токио Боэки и Кэнсецу Кикай Тёка (1981 г.) [251], Г.Н. Смирнов, Г.Е. Бимбад (1984 г.) [70], Ж.И. Барамидзе (1985 г.), А.Т. Беккер и В.И. Селивёрстов (1987 г.) [60], В.А. Зимнюков, М.И. Зборовская (1995 г., 2021 г.) [116], П.В. Кошабо, С.Г. Евстигнеев (2010 г.) [142] Б.М. Бахтин, В.П. Шарков, (2014 г.) [56], и другие в своих работах расширили область экспериментальных исследований оболочечных конструкций. Обзор основных экспериментальных исследований оболочечных конструкций с наполнителем в строительстве с отражением основных результатов приведён в табл. 1.3.2.

Большинство авторов проводили эксперименты на моделях с целью уточнения расчётной схемы сооружения, определения возможности плоского сдвига внутри заполнителя [109, 129, 265, 270, 314, 346], в некоторых работах изучалось влияние различных факторов на устойчивость конструкции. Однако, как правило, проводились комплексные экспериментальные модельные исследования (очень редко – натурные наблюдения) оболочек с заполнением, включавшие в себя в той или иной степени преобладания следующие основные задачи (перечислены по мере снижения числа и объёма работ по указанным вопросам):

1. *Экспериментальная проверка гипотез о распределении давления наполнителя на оболочку.*
2. *Экспериментальное исследование вопросов прочности соединения элементов тела оболочки.*
3. *Экспериментальное определение схемы разрушения конструкции, влияние параметров модели на картину разрушения.*
4. *Экспериментальное изучение взаимодействия оболочки и наполнителя.*
5. *Экспериментальное исследование взаимодействия оболочек с основанием.*

Исследования, направленные на решение двух последних из указанных задач – достаточно редки и представляют в настоящее время наибольший интерес ввиду необходимости использования соответствующих экспериментальных данных при составлении сложных численных моделей сооружений и описания напряжённо-деформированного состояния системы.

Взаимодействие оболочки и наполнителя.

Во время строительства набережных в порту Гавр были выполнены исследования крупномасштабных моделей оболочек (масштаб 7:100) высотой 1,6 м, диаметром 80 см. Проведённые испытания на отдельно стоящей оболочке (пространственная задача) и на ряде из трёх штук оболочек (плоская задача) позволили сделать следующие выводы [98]:

- внутренний наполнитель оболочек воспринимает значительную часть нагрузки, действующей на основание оболочки, при плотных песках в основании и наполнителе ($\gamma=16$ кН/м³, $\varphi = 38^\circ$) зависимость между деформациями оболочки с открытым нижним концом при вертикальной нагрузке практически такая же, как у оболочки с жёстким дном. Подобные результаты входят в противоречие с данными испытаний, проведённым ЦНИИСом (см. далее);

- трение грунта наполнителя о стенки оболочки характеризуется углом трения, предположительно изменяющимся в зависимости от плотности грунта в пределах от 18° до 28° ;

- испытания трёх оболочек, установленных в ряд, показали увеличение несущей способности средней оболочки по сравнению с отдельно стоящей, что объясняется увеличением площади опоры оболочек на контакте с основанием за счёт грунта, находящегося между оболочками.

Согласно результатам экспериментальных исследований В.В. Алипова [42], взаимодействие между оболочкой и наполнителем характеризуется силами трения, которые зависят от величины перемещения грунта относительно стенок и изменяются по абсолютной величине от нуля до предельных значений как в активной, так и пассивной зонах. Силы трения в активной зоне развиваются более полно, нежели в пассивной.

Экспериментальные исследования работы цилиндрических оболочек с наполнителем (на моделях в масштабе 1:20) проведены ВНИИГС до начала 1990-х годов (труды М.Ю. Николаевского, А.Я. Серебро, С.Я. Смолко и др.) [176]. В части исследования совместной работы оболочки и наполнителя подтверждён факт влияния плотности наполнителя на величину перемещений оболочки, когда сравнительно небольшое изменение плотности приводит к кратному росту запаса устойчивости конструкции.

Экспериментальные исследования влияния влажности наполнителя на величину давления на внутреннюю поверхность оболочки проведены в работах В.А. Зимнюкова, М.И. Зборовской (2021 г.) [116]: установлена зависимость поведения грунта различной влажности от его гранулометрического состава при взаимодействии с оболочками различной формы.

Взаимодействие оболочек с основанием.

В 1963-1965 гг. в Гипроречтранс были проведены натурные исследования участка набережной длиной 30 м из оболочек большого диаметра (опытный причал «Балтморгидрострой» в г. Риге). Осадка оболочки, в которой грунт заполнения был уплотнён виброуплотнителем, оказалась в два раза меньше, чем в оболочке без уплотнения засыпки [98].

ЦНИИСом в 1964-1966 гг. проведены исследования построенной в г. Клайпеде набережной высотой 10 м из оболочек диаметром 6,5 м, установленных на плотные суглинки. Характер давления грунта наполнителя и грунта заполнения на стенки оболочки оказался близким к полученному при исследованиях в Риге [98]. Давление на грунт, находящийся под стенками оболочки, достигло 600 кПа, в то время как давление, передаваемое песчаным наполнителем на грунт основания, не превысило 90 кПа. В результате сделан вывод, что при расчёте оболочек, установленных на плотных грунтах, недопустимо пользоваться гипотезой о линейном распределении давления в основании оболочки.

С.Н. Левачёвым [147] в середине 1960-х годов проведены модельные исследования кинематики взаимодействия оболочек с грунтом внутренней засыпки и основания. В результате экспериментально подтверждено наличие местных зон пластических деформаций под нижним торцом (ножом) оболочки, влияющих на величину и характер осадок сооружения. Кроме того, зафиксирована криволинейная поверхность скольжения оболочки по грунту основания.

Упомянутые выше экспериментальные исследования, проведенные коллективом авторов ВНИИГС [176], позволили решить прикладную задачу установления предельной интенсивности волновых воздействий на сооружение при определённой величине заглубления оболочки в основание, а также определить основное предельное состояние системы при действии горизонтальной нагрузки, которое состоит прежде всего в опрокидывании оболочки.

Влияние степени «зависания» наполнителя на величину напряжений в оболочке и её основании при плоском сдвиге конструкции изучено в экспериментах Б.М. Бахтина, В.П. Шаркова (2014 г.) [56] (с включением анализа базовых экспериментальных работ А.М. Латышенкова, Н.М. Вятских, Ю.Д. Коваля, Ю.В. Гонтаря): показано, что степень зависания наполнителя на стенках оболочки в состоянии покоя может составлять до 75%, в предельном состоянии сдвига по подошве степень зависания значительно снижается.

Анализ экспериментальных работ в области динамического взаимодействия с основанием сооружений, содержащих в своём составе грунт как конструкционный элемент, проводились в значительном объёме для искусственных грунтовых сооружений (например, плотин – в трудах сотрудников ВНИИГ им. Веденева, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, НИИОСП им Н.М. Герсеванова, НИУ МГСУ и других крупных научных организаций, в том числе относящихся к энергетическому и военно-промышленному комплексам). Специальные исследования для сооружений, скомпонованных из заполненных грунтом оболочек, практически не проводились. В то же время определение и качественной и количественной картины поведения грунта как части конструкции и влияния особенностей совместной работы наполнителя, оболочки и основания на общую устойчивость сооружения при действии динамических нагрузок, представляет научный и практический интерес. Далее рассмотрены

некоторые исследования, выполненные с использованием специальных экспериментальных установок, и указаны особенности моделирования динамических воздействий при их использовании.

Экспериментальные исследования динамического поведения систем могут быть проведены в натуральных условиях, когда источник колебаний располагается непосредственно в пределах возведённого сооружения, либо в непосредственной близости от него. Результаты таких работ отражены в трудах Г.Э. Шаблинского, Д.А. Зубкова, А.С. Исайкина [285, 286, 287], А.А. Румянцева, Е.Ю. Сергеевцева и других исследователей. Однако в большинстве случаев эксперименты проводят на моделях сооружений, устанавливаемых на подвижных платформах. Известны работы исследователей Акбиева Р.Т. [41], Беляева В.С. [67], Бержинского Ю.А. [68], Денисова Б.Е. [101], Смирнова В.И. [236], Шапиро Г.А. [290], коллектива ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко [248], [249] и многих других; работы зарубежных учёных Абдурауфова Х.Ш. [40], Низомова Д.Н. [175], коллектива ЦИСС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (АО «НИЦ «Строительство») [236], КГУСТА [49], коллектива испытательного центра E-Defence [374, 341] и многих других исследователей и коллективов научно-исследовательских лабораторий.

Основными задачами экспериментальных исследований динамического поведения систем (в частности – оценки сейсмостойкости сооружений) являются: определение перемещений интересующих (характерных) точек элементов системы, наблюдение картины движения элементов сооружения и основания, исследование механизма разрушения системы в целом и её элементов. При этом должно быть максимально возможно точно воспроизведено динамическое воздействие на систему (например, движение при конкретном землетрясении) с учётом масштабного фактора: должна быть обеспечена необходимая (заданная) частота колебаний, требуемые ускорения. Для имитации динамических воздействий в лабораторных условиях создаются испытательные установки по основным типовым решениям, некоторые из которых приведены в разделе экспериментальных исследований (п. 4.2.).

Исследования на крупномасштабных моделях и натурные эксперименты достаточно редки вследствие значительной трудоёмкости и дороговизны. Масштабных исследований несущей способности тонких стальных оболочек с наполнителем не проводилось; существуют, в частности, отчёты о техническом состоянии некоторых причальных набережных, например, запроектированных и возведённых ДНИИМФ в торговом порту г. Владивостока [136] и другие [181]. Отзывы эксплуатирующих организаций и данные источников обследования технического состояния возведённых оболочечных конструкций, а также анализ опыта эксплуатации (п. 1.4) позволит сформулировать ряд исследовательских задач, направленных на дополнительное изучение оболочечных конструкций.

Таблица 1.3.2 – Экспериментальные исследования оболочечных конструкций в строительстве

<i>Исследователи, организация, наименование объекта</i>	<i>Описание объекта исследований</i>	<i>Краткие результаты</i>	<i>Источники</i>
И.В. Фёдоров, В.И. Титова	Модель ячеистой конструкции из металлического шпунта. Ячейка высотой 1м, Ø 0,7м, жёсткое днище	<ul style="list-style-type: none"> - общее давление грунта на внутренние стенки цилиндра меньше вычисленного по Янсену, и составляет 0,7 от давления по Кулону; - предложен метод определения бокового давления грунта на внутренние стенки оболочки по Кулону с учётом кривизны стенки. 	[259]
Группа французских инженеров. Набережная в порту Гавр	Крупномасштабные модели высотой 1,6м, Ø 0,8м. Отдельно стоящая оболочка и ряд из трёх оболочек	<ul style="list-style-type: none"> - внутреннее заполнение оболочек воспринимает большую часть нагрузки, действующей на основание оболочки. При плотных грунтах основания и заполнения зависимость между деформациями оболочки с открытым нижним концом та же, что и у оболочки с жёстким дном; - угол трения грунта засыпки зависит от плотности грунта заполнения; - несущая способность средней оболочки из ряда выше, чем у отдельностоящей (вывод о расчётной замене цилиндрических оболочек оболочками с прямоугольным основанием) 	[98, 147]
Н.К. Овесен (Ovesen N.K.)	Большая и малая модели из трех жёстких цилиндрических оболочек, соединенных небольшими арками в грунтовом лотке	<ul style="list-style-type: none"> - предложена эмпирическая зависимость для расчета деформаций цилиндрических ячеек, заглубленных в основание и устанавливаемых на скальное основание 	[346]
В.И. Николау, ЧерноморНИИпроект	Лабораторные исследования на моделях отдельностоящих заглублённых в основание оболочек	<ul style="list-style-type: none"> - показана необходимость учёта изменений формы оболочки в процессе нагружения; - получены опытные эпюры давления грунта по наружной и внутренней поверхностям оболочки. 	[177]
Гипроречтранс (С.Н. Левачёв, И.П. Афанасьева)	Натурные исследования участка набережной: высота оболочек 7,5м, Ø5,5м, заглубление в грунт основания – 2м	<ul style="list-style-type: none"> - зафиксирована разница осадок оболочек по оси на прикордонном крае; - зафиксирована осадка «прорезания» (разница между осадкой нижнего конца оболочки и грунта заполнения); - проведено сравнение замеренного распора грунта по высоте оболочки с вычисленным по В.В. Соколовскому, то же - с отпором грунта; - осадка оболочки, в которой грунт был уплотнен виброуплотнителем, в два раза меньше, чем в аналогичной оболочке без уплотнения грунта 	[98, 147]

<p>Гипроречтранс (С.Н. Левачёв, В.С. Шурупов)</p>	<p>Модель из трёх оболочек высотой 0,78м, Ø 0,48м, материал – фанера толщиной 0,006м</p>	<ul style="list-style-type: none"> - линия пересечения поверхности засыпки с поверхностью обрушения проходит параллельно плоскости, касательной к тыловым образующим оболочек; - давление на стенки из оболочек можно определять как на плоскость, касательную к тыловым образующим; - измеренная величина вертикальной и горизонтальной составляющих давления грунта на оболочки показала допустимость использования метода В.В. Соколовского при $\delta=\varphi$. 	<p>[98, 147]</p>
<p>ЦНИИС, набережная в Клайпеде</p>	<p>Натурные исследования участка набережной: высота оболочек 10м, Ø6,5м, установлены на плотные суглинки</p>	<ul style="list-style-type: none"> - давление на грунт, находящийся под стенками оболочки, достигло 600 кПа; при этом давление, передаваемое наполнителем на основание, не превысило 90 кПа; - при расчёте оболочек недопустимо пользоваться гипотезой о линейном распределении давления в основании оболочек. 	<p>[98]</p>
<p>ВНИИТС, Восточный пирс порта Новороссийск</p>	<p>Натурные исследования фрагмента кольца ж/б оболочки (1/5 часть), высота фрагмента 1м, Ø10,5м. Исследования связаны с подбором параметров бетонной смеси и разработкой технологии укладки смеси в опалубку</p>	<ul style="list-style-type: none"> - приведены схемы армирования оболочек большого диаметра; - приведён рациональный состав бетонной смеси; - разработана технология возведения ж/б оболочки большого диаметра из сборных элементов. 	<p>[265]</p>
<p>ВНИИТС, Причал рыбного порта. Г.Д. Хасхачих, А.Ф. Липатов, А.М. Зенаишвили</p>	<p>Натурные исследования: испытания образцов стыковых соединений между ж/б плитами, составляющими оболочку. Образцы длиной до 7м, высотой до 0,6м, шириной до 0,2м.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - обоснована равнопрочность стыка с железобетонным сечением плиты оболочки; - к производству принята предлагаемая конструкция стыка. 	<p>[265]</p>
<p>Г.Д. Хасхачих, О.М. Ванчагов</p>	<p>Модельные экспериментальные исследования в масштабе 1:50 в волновом лотке и бассейне с целью изучения кинематики взаимодействия волн с цилиндрическими оболочками и определения волновых нагрузок</p>	<ul style="list-style-type: none"> - траектории движения частиц воды вблизи стенки при фронтальном подходе волн имеют пространственный характер; - амплитуда колебаний взволнованной поверхности неодинакова по периметру оболочки; - получена зависимость, позволяющая определить возвышение взволнованной поверхности в различных сечениях оболочки; - получена зависимость изменения волнового давления по периметру оболочки; - разработан метод расчёта волнового давления на наклонное верхнее строение и парапет. 	<p>[265]</p>

<p>ВНИИТС, Реконструкция восточного пирса порта Новороссийск, П.П. Никитин, В.И. Петровский, Е.К. Соловьёва</p>	<p>Натурные исследования: определение характеристик деформативности основания. Определение модуля деформации основания штампами в натурных условиях. Штамп размером 2,05x2,05м, высотой 1,75м.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - построены графики зависимости осадки от нагрузки; - получены значения модуля деформации для различных участков основания оболочки. 	<p>[265]</p>
<p>В.В. Пушкарёв, А.Г. Читанава, Л.Р. Мороз. Определение рациональных режимов виброуплотнения каменных отсыпей</p>	<p>Натурные исследования жёсткости уплотняемого основания в зависимости от параметров, характеризующих работу виброуплотнителя</p>	<ul style="list-style-type: none"> - получены результаты, характеризующие значения модуля упругости слоя каменной отсыпки при различных сочетаниях варьируемых параметров; - построена математическая модель исследуемого процесса. 	<p>[265]</p>
<p>Л.Р. Мороз, Г.М. Мельдзихов. Опытная проверка эффекта накопления давления заполнителя на оболочку при виброуплотнении (восточный пирс порта Новороссийск)</p>	<p>Натурные штамповые испытания (определение модуля общей деформации). Проверка условия прочности оболочек при действии вибрационных нагрузок на поверхность заполнителя.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - модуль общей деформации заполнителя из неуплотненной скальной массы не превышает 7000 кПа (отказ от попыток ориентироваться на рекомендации справочной литературы); - анализ процесса виброуплотнения показывает, что при достижении предельной плотности заполнитель работает как упругая линейно-деформируемая среда; - получены положительные результаты сравнения расчётных и опытных значений динамической составляющей напряжений в оболочке от виброуплотнителя. 	<p>[265]</p>
<p>Бимбад Г.Е., Смирнов Г.Н.</p>	<p>Исследование общей устойчивости сооружений из полигональных оболочек с горизонтальным двухконсольным анкером</p>	<ul style="list-style-type: none"> - качественная картина разрушения системы (оболочка с анкером); - определены относительные размеры длины анкера; - установлены зависимости нагрузки-перемещения; исследовано напряжённое состояние оболочки. 	<p>[70]</p>
<p>Ж.И. Барамидзе</p>	<p>Модель цилиндрической оболочки высотой 2,2 м, диаметром 1,4 м</p>	<ul style="list-style-type: none"> - закон распределения давления наполнителя по высоте оболочки для простых случаев согласуется с решением Янсена; - по мере приложения горизонтальной нагрузки к верху оболочки эпюра давлений изменяется; - внутренние радиальные усилия в оболочке растут равномерно по мере роста бокового давления. При приближении к критическим нагрузкам зона концентрации напряжений возникает в нижней части оболочки; 	<p>[52]</p>

		- схема разрушения близка к предложенной Б.Н. Жемочкиным (сдвиг по вертикальной плоскости).	
Беккер А.Т., Селивёрстов В.И. Расчет деформаций цилиндрических стальных ячеек гидротехнических сооружений	Модельные экспериментальные исследования деформаций ячеистых конструкций под действием внешней нагрузки, исследование влияния различных факторов на работу ячейки. Определение доли влияния шпунтовой оболочки и заполнителя, каждого в отдельности, на работу ячеистой конструкции	- изучено влияние диаметра, величины заглубления в основание и условий закрепления верхнего торца на работу ячейки. Верхний жесткий оголовок существенно повышает жесткость шпунтовой оболочки и уменьшает деформации ячейки; - проведены испытания по определению влияния шпунтовой оболочки и внутреннего заполнителя на работу ячейки. Определено, что шпунтовая оболочка воспринимает около 20% а внутренний заполнитель - около 80% нагрузки; - получены зависимости деформаций модели от действия внешней нагрузки.	[60]
ВНИИГС, Николаевский М.Ю., Серебро А.Я., Смолко С.Я.	Модельные экспериментальные исследования устойчивости цилиндрической оболочки на основании (модель в масштабе 1:20)	- установлена предельная интенсивность волновых воздействий на сооружение при определённой величине заглубления оболочки в основание; - определено основное предельное состояние системы при действии горизонтальной нагрузки (опрокидывание оболочки); - подтверждён факт влияния плотности наполнителя на величину перемещений оболочки под нагрузкой.	[176]
Бахтин Б.М., Шарков В.П.	Экспериментальные исследования процесса «зависания» грунта на стенках оболочки в процессе сдвига	- показано, что степень зависания наполнителя на стенках оболочки в состоянии покоя может составлять до 75%, в предельном состоянии сдвига по подошве степень зависания значительно снижается.	[56]
Зимнюков, В.А. Зборовская М.И.	Экспериментальные исследования влияния влажности наполнителя на величину давления на внутреннюю поверхность оболочки	- установлена зависимость поведения грунта различной влажности от его гранулометрического состава при взаимодействии с оболочками различной формы.	[116]

1.4. Область актуальных исследований

Проблемы эксплуатации, задачи совершенствования конструкции, технологии возведения и методов расчёта

Период массового строительства портовых сооружений из заполненных железобетонных оболочек с толстыми стенками пришёлся на 1960-е – 90-е годы, и за время эксплуатации оболочки зарекомендовали себя достаточно хорошо. Наблюдения за возведёнными причальными набережными из железобетонных оболочек с наполнителем, выполненные в то время «Гипроречтрансом» (в частности, набережная в г. Риге) и ЦНИИСом (набережная в г. Клайпеде) [98] при общих удовлетворительных результатах обозначили основные сложности прогноза их эксплуатационной надёжности.

Установлено [147], что степень уплотнения внутреннего наполнителя влияет на деформации оболочки под нагрузкой: осадка оболочки с неуплотнённым при укладке грунтом (при коэффициенте уплотнения $k_{упл} = 0,55$) оказалась в два раза больше, чем оболочки с наполнителем более высокой плотности (при $k_{упл} = 0,85$). Была зафиксирована разница между осадкой нижнего конца оболочки и грунта заполнения (прорезание основания с поворотом в сторону акватории). Давление на грунт, расположенный непосредственно под стенками оболочки, достигало 600 кПа и более чем в шесть раз превысило давление, передаваемое внутренним наполнителем на основание, в результате чего было выдвинуто предложение об ограничении использования в расчётах заполненных оболочек гипотезы о линейном распределении давления на основание сооружения. Вычисленные по замерам средние значения осадки оболочки оказались больше осадок, вычисленных в предположении работы оболочки как круглого штампа на линейно-деформируемом основании. Замеренные горизонтальные перемещения верха оболочек более чем в пять раз превзошли расчётные прогнозируемые значения, вычисленные в предположении о линейной деформируемости основания. Проведённые «Гипроречтрансом» натурные исследования оболочек полигонального очертания [100] показали также существенное превышение замеренного давления грунтового наполнителя на внутренние стенки оболочки в сравнении с вычисленным по теории Янсена (в полтора раза).

Стальные заполненные оболочки из цельного листа – значительно моложе: эксплуатация единичных объектов ведётся с 1990-х годов в европейской части России и с 2000-х годов на Дальнем Востоке (Японское море). Поэтому в настоящее время практически нет обобщающих работ, посвящённых опыту обследования технического состояния и наблюдений за их поведением. Существуют отдельные случаи потери прочности заполненных оболочек в результате незапланированных непроектных воздействий: например, в случае шторма (рис. 1.4.1).



Рисунок 1.4.1 – Потеря прочности заполненных оболочек в результате непроектных воздействий

Однако результаты обследований показывают, что преобладающими являются случаи отклонения оболочек в сторону акватории (от засыпки), при этом в качестве наиболее вероятной причины таких отклонений принимаются чрезмерные деформации грунтового основания при взаимодействии с оболочкой [136]. Один из примеров – отклонение верхней отметки оболочек причала в морском порту г. Находка, которое составило от 600 до 1342 мм (рис. 1.4.2) [181].

При этом анализ работы возведённых оболочек из металлического шпунта (ячеек) [229, 332] показывает, что конструкции способны сохранять целостность при весьма значительных деформациях: зафиксированы случаи перемещений Δ верхней части оболочки по величине составляющих до 40% от её высоты H , возникающих по причине потери несущей способности основания. При этом оболочка продолжает сохранять свою целостность (демонстрирует «живучесть»), в то время как сооружение в целом перестаёт отвечать эксплуатационным требованиям.

С точки зрения расчёта наибольшие трудности вызывает, как правило, моделирование взаимодействия оболочки с материалом наполнителя, а также анализ работы заполненной оболочки совместно со сжимаемым грунтовым основанием. Необходимость прорезания сравнительно слабых поверхностных слоёв и передачи нагрузки на более прочные подстилающие слои возникает при решении задачи обеспечения экономической эффективности проекта: требуется снижение затрат на возведение дорогостоящих искусственных оснований (так называемых «каменных постелей») вплоть до полного отказа от их устройства.



Рисунок 1.4.2 – Отклонение заполненных оболочек в порту г. Находка [181]

Основные проблемы технологии возведения заполненных оболочек касаются высокой трудоёмкости процесса погружения оболочек в грунт основания на необходимую глубину при значительной неоднородности основания. В случае установки оболочек на сжимаемое основание без заглубления наблюдается прорезание основания в области непосредственно под оболочкой ввиду неравномерного распределения давления по подошве сооружения. Сложности возникают также при монтаже цельнолистовых оболочек, предшествующем этапу заполнения их грунтом: во избежание деформаций при монтаже тонких оболочек их снабжают дополнительными внутренними рёбрами и диафрагмами, что приводит к «зависанию» внутреннего наполнителя при заполнении оболочки и появлению в нём полостей и слабо уплотнённых зон.

Нормативные методики расчёта конструкций из заполненных оболочек

Сложившаяся к настоящему времени последовательность расчёта оболочек с наполнителем включает несколько групп основных расчётов, выполняемых согласно общим для большинства сооружений положениям нормативных документов. Специализированные нормы расчёта и конструирования разработаны для морских гидротехнических сооружений из железобетонных цилиндрических или полигональных оболочек с выделением в отдельный руководящий технический материал некоторых особенностей расчёта, а также положений технологии возведения для оболочек из стали.

Специализированные нормы разработаны для расчета и проектирования:

1. Причальных и оградительных сооружений гравитационного типа из оболочек большого диаметра, выполненных из сборного или монолитного железобетона (цилиндрических или полигональных), устанавливаемых на искусственное основание (каменную «постель») или непосредственно на грунт основания [15].

2. Причальных и оградительных сооружений гравитационного типа из стальных тонкостенных оболочек большого диаметра (монтируемых из рулонных заготовок по технологии устройства цилиндрических жидкостных резервуаров), заполняемых грунтом или иным сыпучим материалом и устанавливаемых на каменную постель [16].

Ограничения действия специализированных норм.

1. Нормы распространяются на проектирование причальных и оградительных сооружений II ÷ IV классов капитальности в морских портах и на судоремонтных заводах из предусмотренных главой СП [39] по основным положениям проектирования и классификации зданий и сооружений.

2. Нормы распространяются на проектирование сооружений с отношением диаметра оболочки D к высоте сооружения H не менее 0,7. При этом для стальных оболочек диаметр D не должен превышать 24м, высота H не должна превосходить 16м, толщина стенки t – от 8 до 16мм.

3. Положения норм не распространяются на сооружения, возводимые в сейсмических районах (дополнительно введены [10]).

4. Положения норм не распространяются на сооружения, возводимые в зонах распространения относительно слабых, вечномёрзлых, просадочных и заторфованных грунтов, на территориях, подверженных оползням, карстам и в других специфических условиях.

В случаях несоответствия заданных условий строительства указанным ограничениям (в части материала конструкции, соотношения её основных размеров, наличия сейсмической активности, сложных грунтовых условий и др.) надлежит руководствоваться общими требованиями глав СП по основным положениям проектирования морских гидротехнических сооружений [39], норм технологического проектирования морских портов [11] и других действующих нормативных документов по проектированию и строительству морских гидротехнических сооружений.

Опорные пункты норм к расчёту и проектированию оболочек с наполнителем

1. Предварительное назначение размеров оболочки и заглабления в основание.
 - 1.1. Обоснование выбора конструкции – в соответствии с п. 1.1 [15], п. ПЗ.1 [15], 1.5 [15], п. 2.1÷2.7 [13], п. 2.1 [10], п. 2.6 [16].
 - 1.2. Назначение размеров оболочки – в соответствии с п. 1.1 [15], п. ПЗ.2 [15], п. ПЗ.3 [15], табл. 1.2 [17], п. 7.23 [17], 2.7, 2.11, 2.12 [16].
 - 1.3. Назначение заглабления в основание – в соответствии с п. ПЗ.6 [15], п. 7.35, п. 11.3 [13], п. 7.3 [17], 2.8÷2.10 [16].
2. Сбор нагрузок на сооружение из оболочек.
 - 2.1. Определение перечня действующих нагрузок – в соответствии с п. 5.1÷5.6 [25], п. 5.1 [13], п. 2.4÷2.6 [15], п. 4.3 [23], п. 2.13.2, 2.13.3 [16].
 - 2.2. Определение значений нагрузок – в соответствии с п. 5.3, 5.4, 5.7, 5.11 ÷ 5.42 [13], п. 2.8, п. П4.1 ÷ П4.3, п. 2.9, П5.1 ÷ П5.7, п. 2.11, П6.1, 6.2 [15], п. 5.25 ÷ 5.36, п. 6.8 ÷ 6.12, п. 7.1 ÷ 7.24 [35].
 - 2.3. Назначение сочетаний нагрузок: к расчёту общей устойчивости и к расчёту внутренних усилий в оболочке – в соответствии с п. 2.7 [15], п. 5.2 [13].
3. Расчёты по первой группе предельных состояний.
 - 3.1. Расчёт общей устойчивости сооружения – в соответствии с п. 3.23, п. 3.31÷3.33 [15], п. 4.2, п.6 [13], п. 7.1, 7.6, 7.11÷7.13 [27].
 - 3.2. Расчёт прочности конструкции оболочки – в соответствии с п. 3.6÷3.15 [15], п. 11.9, п. 11.10 [13].
 - 3.3. Расчёт прочности основания – в соответствии с п. 5.7 [26], п. 7.1÷7.5 [27], п. 3.17÷3.21 [15].
 - 3.4. Расчёт сдвига оболочки по подошве и опрокидывания – в соответствии с п. 5.7.12, 5.7.13 [26], п. 3.22, 3.25÷3.30 [15], п. 7.7÷7.10 [27].
4. Расчёты по второй группе предельных состояний – в соответствии с п. 4.1÷4.7 [15], п. 11 [27], п. 5.6 [26], [14].
5. Уточнение размеров, конструирование – в соответствии с п. 1.12÷1.44, 3.1÷3.36 [13], п. 1.7 [15], п. 2.9, 2.10, 2.12, 2.15 [16].

Анализ существующей последовательности расчёта, задачи развития

Анализ закреплённых нормами методов расчёта и проектирования сооружений из заполненных оболочек позволяет обозначить ряд общих вопросов:

– основные вопросы расчёта и проектирования сооружений из заполненных оболочек и

их оснований остаются решёнными на стадии общих положений, распространяемых на все основные виды сооружений и их оснований; специализированные нормы проработаны для ограниченного набора проектных условий (рис. 1.4.3);

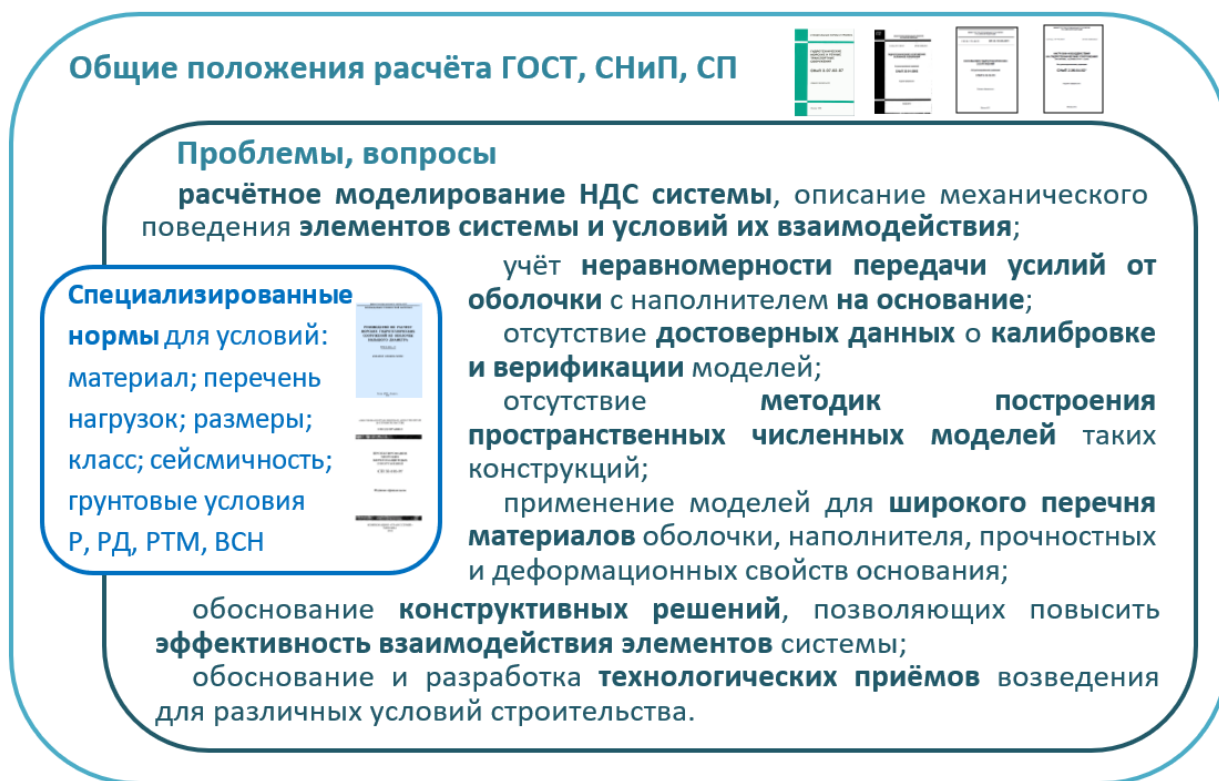


Рисунок 1.4.3 – Схема области применения норм при расчёте сооружений из заполненных оболочек

– основные методы расчёта сооружений из заполненных оболочек составлены на основе решения плоской задачи, без учёта особенностей пространственной работы сооружения, изменения инженерно-геологических, конструктивных и иных условий по его длине;

– остаётся открытым вопрос о методологии вычисления и учёта в соответствующих сочетаниях наряду с наиболее часто встречающимися нагрузками ряда специальных нагрузок (таких, как нагрузки строительного периода, учитывающие последовательность возведения конструкции; нагрузки, характерные для суровых природно-климатических условий, сейсмические и другие динамические нагрузки);

– специализированные нормы, регламентирующие инженерные методики расчёта и проектирования заполненных оболочек, более полно проработаны только для оболочек из железобетона и в некоторой степени представлены для речных цилиндрических перемычек,

собираемых из металлического шпунта; к проектированию сооружений из заполненных оболочек из цельного металлического листа применяются общие нормы и косвенные ссылки на нормы смежных отраслей. Ввиду доминировавшей популярности применения железобетона не проработаны вопросы экономического сопоставления вариантов сооружений из железобетонных оболочек с оболочками из листовой стали;

– существующие инженерные методики расчёта разработаны для оснований с регламентируемым диапазоном прочностных и деформационных характеристик (п. 1.1, 2.6 [16]), и не позволяют также оценить влияние неоднородности грунтовой толщи в основании заполненной оболочки (таких как значительные уклоны слоёв, выклинивания, наличие линз и прослоек слабых грунтов и др.) на работу системы «оболочка-основание»;

– при использовании существующих инженерных методов крайне затруднен учёт особенностей взаимодействия опорной части (подошвы) сооружения, образованного удерживаемым оболочкой массивом грунта, с грунтовым основанием, поскольку основные методики описывают модель такого взаимодействия как для круглого недеформируемого штампа на однородном основании (п. П12.1 [15]);

– для сооружений, размещаемых в сложных условиях эксплуатации, а также для возможности учёта совместности деформаций их основных элементов (в данном случае – оболочки, наполнителя и основания) нормами предлагается переходить к моделированию их напряжённо-деформированного состояния (НДС – в частности, п. 7.6, 7.14, 11.4 [27]). При этом предполагается использование современных моделей материалов и возможностей моделирования нагрузок, что открывает широкий круг вопросов об обосновании методик моделирования НДС (нулевое, балочное, дополнительное), а также о параметрах и верификации самих применяемых моделей элементов сооружения и грунтовых оснований;

– расчёт сооружений из заполненных оболочек представляет собой набор достаточно разрозненных вычислений, которые не сведены в обоснованную пошаговую последовательность, которая составила бы общую логику расчётного обоснования эксплуатационных качеств рассматриваемых сооружений.

Область актуальных исследований. Задачи теоретического и экспериментального моделирования заполненных оболочек для целей строительства

Область актуальных исследований определяется, прежде всего, актуальными потребностями инженерно-строительной отрасли в решении инженерных задач, методах расчёта и новых технологиях возведения сооружений. Основные направления исследований в отношении оболочек с наполнителем могут быть определены на основе анализа опыта расчёта,

проектирования и возведения сооружений.

В общем же можно сказать, что в настоящее время вопрос описания взаимодействия материала оболочки и материала заполнителя между собой и со средой основания остаётся во многом нерешённым. Из-за недостаточной изученности взаимодействия компонентов системы «оболочка – наполнитель – основание», при проектировании и конструировании предпринимаются пробные попытки введения особых конструктивных элементов в состав конструкции (полки, рёбра, кольца, диафрагмы и др.), что приводит к увеличению трудозатрат, влияет на решения о технологии транспортировки и возведения элементов, способствует решению проблем только для узкого круга проектных задач. В связи с этим *актуальной является задача изучения характера напряжённо-деформированного состояния внецентренно нагруженных оболочечных конструкций с наполнителем с учётом особенностей взаимодействия тонкой оболочки с наполнителем и со средой основания.*

Опыт применения в строительной отрасли оболочек, внутренней или внешней средой для которых является какой-либо наполнитель, формирует круг нерешённых задач, связанных преимущественно с особенностями взаимодействия материала оболочки и материала наполнителя, а также со сложностями при организации передачи нагрузки от оболочечной конструкции на грунтовое основание. В результате могут быть намечены основные общие направления актуальных исследований в области расчётного моделирования и возведения сооружений из заполненных оболочек:

- описание напряжённо-деформированного состояния системы «оболочка - упругий наполнитель - основание» с учётом физико-механических свойств наполнителя, условий на контакте наполнителя с оболочкой и основанием;
- изучение совместной работы оболочки с наполнителем на моделях на податливом основании при внецентренном нагружении конструкции экспериментальными способами при условии соблюдения требований подобия модели и натуры;
- изучение неравномерности передачи усилий от оболочки с наполнителем на основание, концентрации напряжений в области контакта оболочки, наполнителя и грунтового основания; построение теоретических моделей расчёта устойчивости рассматриваемых сооружений на основании;
- формирование методик построения пространственных численных моделей сооружений из заполненных оболочек, их калибровка и верификация;
- создание комплексной методики расчёта оболочечных конструкций с упругим наполнителем из любого материала, на любом основании, позволяющей выполнить оценку напряжённо-деформированного состояния системы;

– разработка вариантов конструктивных решений, позволяющих повысить эффективность работы наполнителя в составе конструкции в различных эксплуатационных условиях;

– разработка технологических приёмов возведения оболочечных конструкций с наполнителем для различных материалов и условий строительства.

1.5. Выводы по Главе 1

Выводы к разделу 1.1

Обзор истории развития проектных решений сооружений с применением заполненных оболочек показывает, что оболочки с древних времён применяются в строительстве: первоначально они находили применение при необходимости перекрытия больших площадей в зданиях, а также пролётов в сооружениях инженерных коммуникаций. По мере появления задач сохранения больших объёмов сельскохозяйственных продуктов, хранения топлива и строительных материалов, оболочки наделяются важной функцией удержания внутреннего наполнителя как сохраняемой среды. Необходимость устройства заглублённых и подземных сооружений формирует условия контакта оболочек с грунтом, что наряду с замеченным свойством резкого улучшения эксплуатационных качеств оболочки по мере заполнения её сыпучим и связным материалом, приводит к появлению оболочечных конструкций, в которых наполнитель становится не сохраняемой средой, а частью конструкции. Экономичность и способность к восприятию значительных горизонтальных нагрузок позволяют наиболее полно раскрыть потенциал применения конструкций из заполненных грунтом оболочек при возведении гидротехнических сооружений.

Выводы к разделу 1.2

Выделены две основные формы оболочек, описывающие наиболее часто применяемые в строительстве оболочечные сооружения:

- разомкнутая (либо замкнутая) сплошная оболочка вращения нулевой гауссовой кривизны (в большинстве случаев срединная поверхность имеет форму цилиндра, однако возможно использование и других форм при направляющей в виде овала, листа клевера и других, более сложных очертаний). Приведённая модель лежит в основе математического описания большинства массивных несущих оболочечных конструкций с наполнителем, применяемых в строительстве, а также трубчатых стержневых элементов, используемых в несущих каркасах зданий и сооружений;

- разомкнутая (либо замкнутая) оболочка вращения ненулевой гауссовой кривизны (в большинстве случаев срединная поверхность имеет форму свода, преимущественно – форму купола). Такая модель применяется в основном при описании конструкций покрытий и перекрытий.

Основной признак, определяющий область рассматриваемых в данной работе оболочечных конструкций с наполнителем, заключается в функции внутреннего наполнителя

оболочки. В качестве наполнителя здесь рассматривается не транспортируемая или сохраняемая среда (топливо, сельскохозяйственные культуры и др.), а также не изоляционные материалы, предназначенные для изменения свойств многослойной конструкции, а строительный материал, обеспечивающий эксплуатационные качества сооружения и являющийся одним из его основных несущих элементов. Обозначены типы сооружений, представляющих собой или содержащих в своём составе оболочку с грунтовым наполнителем.

Выявлены преимущества заполненных оболочек в сравнении с другими типами несущих конструкций, применяемых в качестве гравитационных оснований гидротехнических сооружений. Наиболее важными преимуществами названы экономичность и универсальность рассматриваемой конструкции.

Выводы к разделу 1.3

Приведена последовательность и отражены основные результаты и направления развития теоретических и экспериментальных исследований в области теории оболочек. Показано, что в настоящее время исследования в данной области направлены на решение конкретных прикладных задач теории оболочек, среди которых в рамках отдельного направления выделяется разработка методов моделирования взаимодействия тонких оболочек с внутренним наполнителем, предназначенных для решения прикладных задач гидротехнического и транспортного строительства.

Отдельно показано развитие решений, касающихся оценки напряжённо-деформированного состояния оснований оболочечных сооружений. Показана актуальность задачи оценки напряжённо-деформированного состояния сооружения из заполненной оболочки во взаимодействии с грунтовым основанием, в том числе для сложного комплекса и характера нагрузок.

Вывод к разделу 1.4

Выполнен анализ опыта эксплуатации возведенных сооружений из заполненных оболочек: показано, что при общей удовлетворительной работе конструкций, обусловленной их «живучестью», то есть способностью сохранять целостность при больших деформациях, основные нарекания вызывают высокие (запредельные) значения отклонений характерных точек конструкции от проектного положения, вызванные деформациями основания при взаимодействии с фундаментной частью сооружения.

Выполнен анализ существующих методик расчёта, составлена общая последовательность расчёта заполненных оболочек на основе использования положений

действующих норм. Показано, что при расчёте возникают проблемы моделирования взаимодействия оболочки с материалом наполнителя, а также описание работы заполненной оболочки совместно со сжимаемым грунтовым основанием. Последовательность расчёта сооружений с использованием заполненных оболочек может быть систематизирована и сведена в общую комплексную методику, поэтапно снабжаемую необходимой степенью автоматизации. Методика расчётного моделирования должна базироваться на использовании современных моделей материалов и возможностей моделирования нагрузок. При этом открывается широкий круг вопросов об обосновании методик моделирования НДС, а также о параметрах и верификации самих применяемых моделей элементов сооружения и грунтового основания. Таким образом модель напряженно-деформированного состояния системы «оболочка – наполнитель-основание», построенная с использованием современных программно-вычислительных комплексов, должна содержать обоснованное описание моделей элементов, составляющих систему, а также условий их взаимодействия.

Обоснована актуальность поставленных задач разработки численной и теоретической моделей тонкой цилиндрической оболочки с наполнителем, опирающейся торцом на сжимаемое основание при внецентренном нагружении; разработки и апробации метода экспериментального определения параметров модели, а также апробации предложенной расчётной модели для оценки напряжённо-деформированного состояния цилиндрических оболочек с наполнителем при расчёте и проектировании сооружений гидротехнического, промышленного и транспортного строительства.

Глава 2. Анализ работы элементов системы «оболочка-наполнитель-основание» в составе гидротехнических сооружений различного назначения

2.1 Типизация расчётных схем сооружений

Применение конструкций заполненных оболочек в проектах гидротехнических сооружений.

Оболочки с наполнителем возводятся для нужд различных отраслей промышленности. Выполненные из различных материалов, оболочки удерживают внутренний наполнитель как сохраняемую среду, либо как конструкционный материал, обеспечивающий эксплуатационные качества всего сооружения. В работе рассматриваются только сооружения, в которых наполнитель не является сохраняемой средой, а имеет функцию конструкционного материала, хотя в большинстве случаев условия эксплуатации оболочек с наполнителем, применяемых в составе различных сооружений, позволяют заложить и использовать общие подходы к расчёту и моделированию конструкции, основанные на положениях теории пластин и оболочек, зависимостях теории предельного равновесия и предельного напряжённого состояния. Основные типы гидротехнических сооружений, в которых используются или могут быть использованы оболочки с грунтовым наполнителем, сведены ниже в несколько основных групп. Схема группировки сооружений из оболочек с наполнителем по признаку функционального назначения приведена на рис. 2.1.1.

Оболочки с наполнителем предназначены для решения различных инженерных задач в гидротехническом строительстве, применяются прежде всего при возведении причальных сооружений (набережных и пирсов); включаются в состав оградительных сооружений (молов и волноломов). По признаку вовлечения окружающего грунта в обеспечение прочности и устойчивости сооружения, заполненные оболочки занимают промежуточное положение между массивными гравитационными сооружениями (массивы-гиганты) и зацементированными в грунт тонкими стенками (больверками). Значительный эффект использования заполненных оболочек достигается при возведении причальных набережных. Установленные в ряд оболочки образуют сплошную стенку: связанные по верху монолитной надстройкой, они образуют надёжную протяжённую конструкцию, способную воспринимать как давление удерживаемого со стороны берега грунта, так и значительные нагрузки от швартуемых судов, портового технологического оборудования, складированных материалов (рис. 2.1.2, 2.1.3).

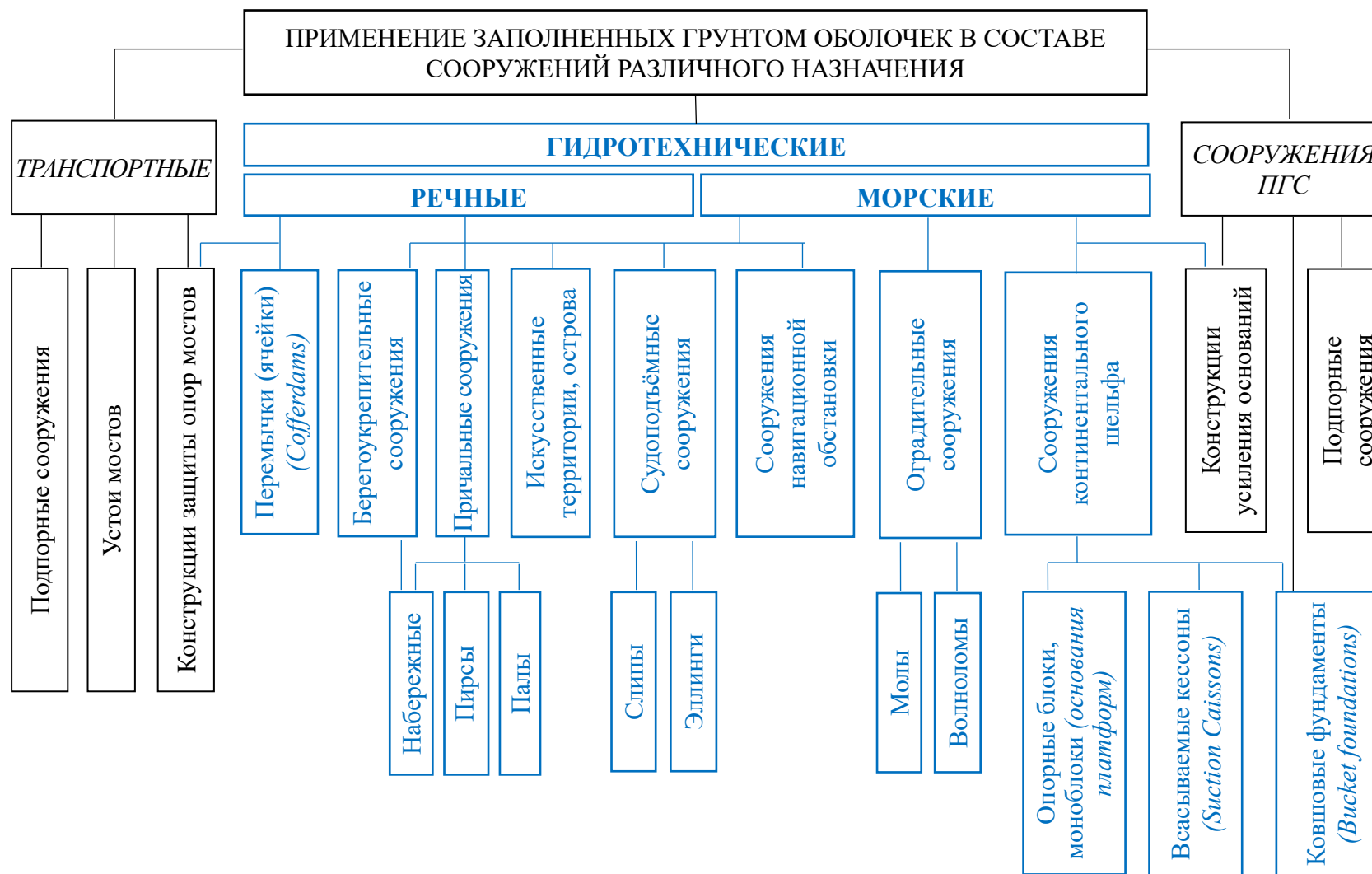


Рисунок 2.1.1 – Область применения оболочек с наполнителем в гидротехническом строительстве

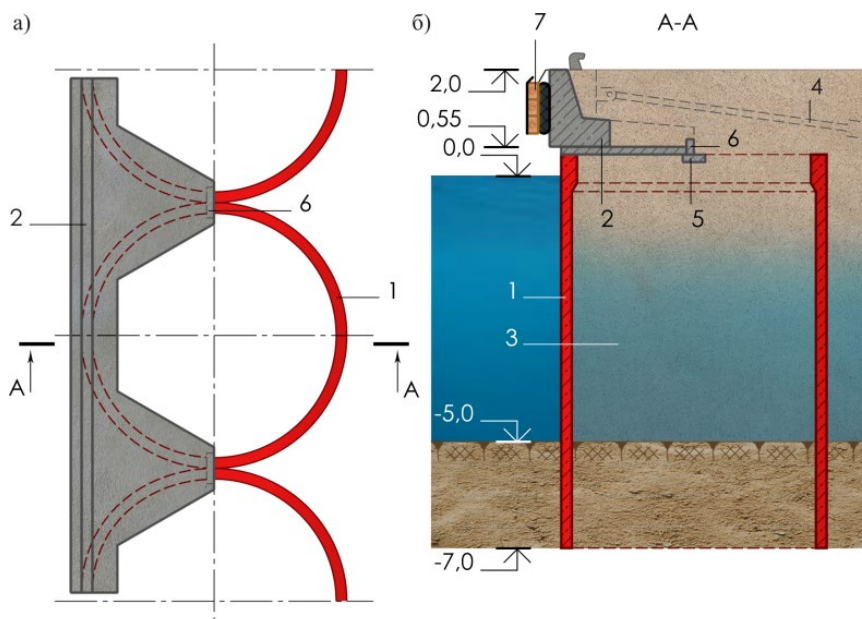


Рисунок 2.1.2 – Схема частично заглублённой оболочки в составе набережной в г.Риге (Латвия) [62] а – вид набережной в плане; б – поперечный разрез оболочки; 1 – железобетонная оболочка, 2 – верхнее строение, 3 – наполнитель (песчаный грунт), 4 – анкерные тяги, 5,6 – элементы верхнего строения, 7 – отбойные устройства

Способность воспринимать значительные горизонтальные нагрузки от судов делает возможным применение конструкций из заполненных оболочек при проектировании рейдовых причалов (палов).

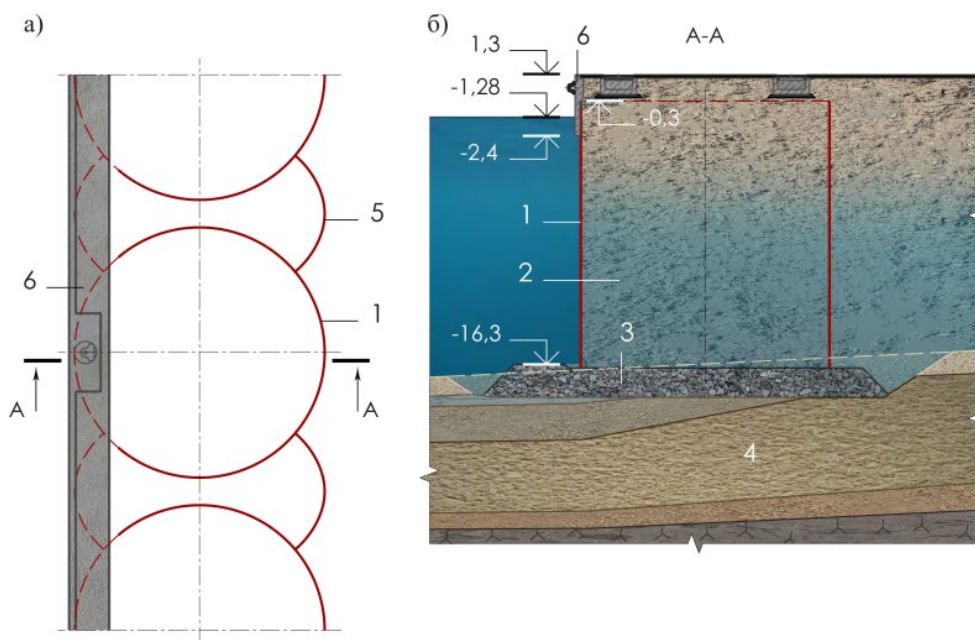


Рисунок 2.1.3 – Схема гравитационной оболочки с наполнителем в составе причальной стенки в порту г. Владивостока (Россия) [62] а – фрагмент в плане; б – поперечный разрез; 1 – стальная оболочка, 2 – наполнитель (грунт), 3 – каменная постель, 4 – суглинистый грунт основания

Конструктивные приёмы, направленные на повышение надёжности работы заполненных оболочек в составе оградительных сооружений, можно разделить на два основных направления: первое включает технические решения, вводимые с целью повышения массивности сооружения (например, частичное бетонное заполнение – рис. 2.1.4, а), а второе – решения, позволяющие снизить волновую нагрузку на сооружение (например, устройство волногасящих камер и волноотбойных стенок – рис. 2.1.4, б).

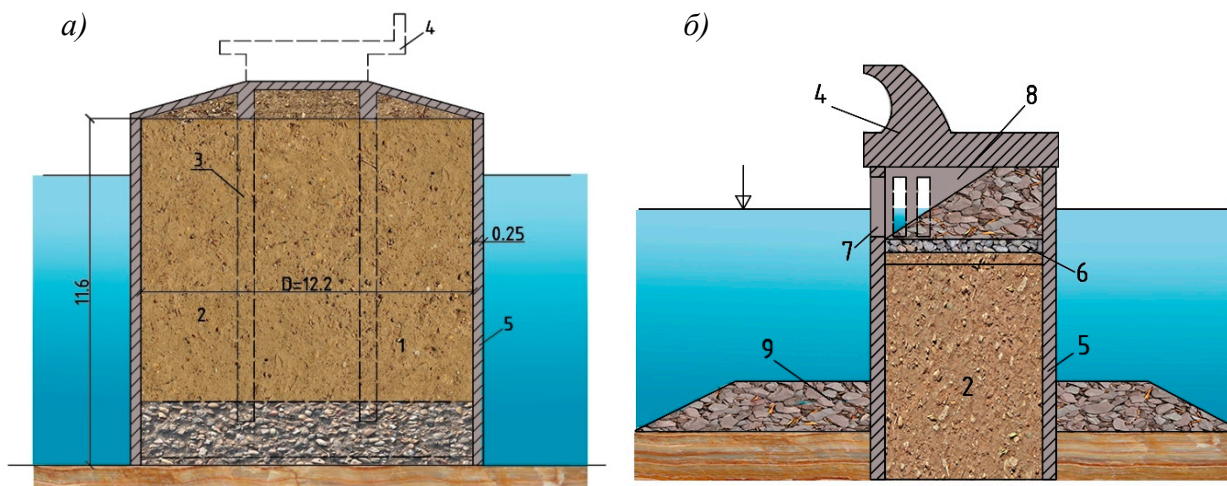


Рисунок 2.1.4 – Схемы оградительных сооружений с применением заполненных оболочек
 а – схема сечения волнолома в порту г. Брайтона (Brighton & Hove); б – поперечный разрез волнолома с волногасящими устройствами
 1, 2 – заполнитель, 3 – трубы для бетонирования основания, 4 – верхнее строение, 5 – оболочка, 6 – фильтр, 7 – отверстия, 8 – волногасящая камера

При возведении сооружений на мелководном континентальном шельфе заполненные оболочки могут быть применены для ограждения намывных искусственных территорий [165], в том числе искусственных островов (рис. 2.1.5).

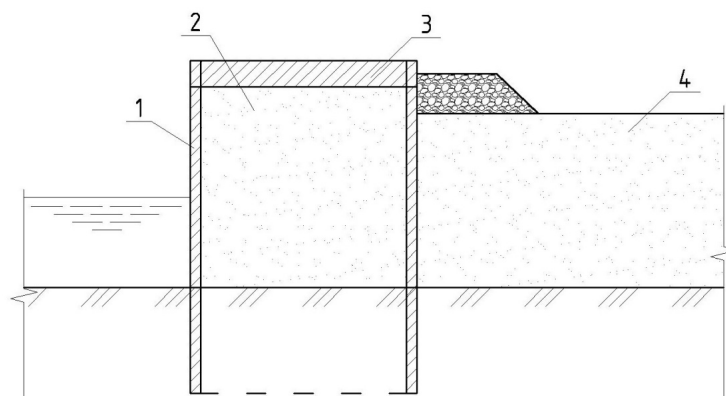


Рисунок 2.1.5 – Схема выполненного из оболочек ограждения искусственного острова
 1 – оболочка (ячейка из шпунта), 2 – заполнение, 3 – железобетонный пояс, 4 – тело острова

Обширный спектр технических решений сооружений с применением заполненных оболочек объединен в отдельную группу «опорные блоки» (рис. 2.1.1), подразумевающую применение оболочек как основных опорных (фундаментных) частей сооружения. Здесь выделяются отдельно стоящие опоры значительных размеров (моноблоки), образующие опорные (в том числе ледостойкие) основания – засыпные структуры отстоящих от берега специальных сооружений: например, разведочных и нефте- и газодобывающих платформ (рис. 2.1.6), других морских комплексов различного назначения (рис. 2.1.7), а также сооружений навигационной обстановки (маяки, створные знаки, и др.).

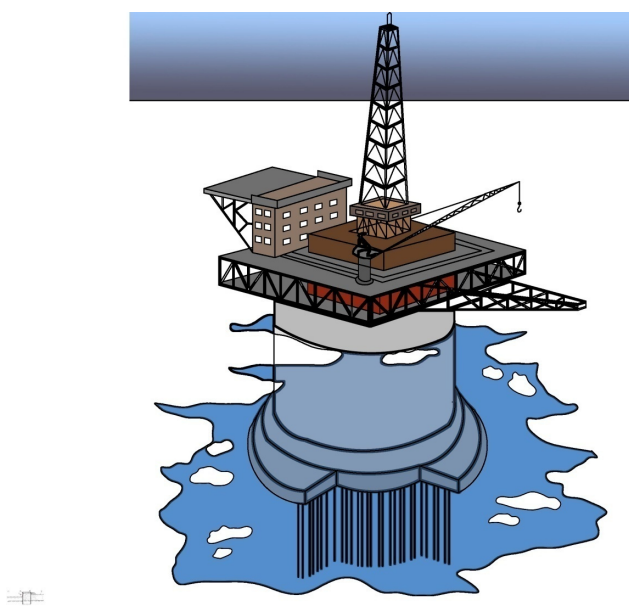


Рисунок 2.1.6 – Схема ледостойкого основания (по проекту фирмы Tokyo Boeki ltd.), по [251]

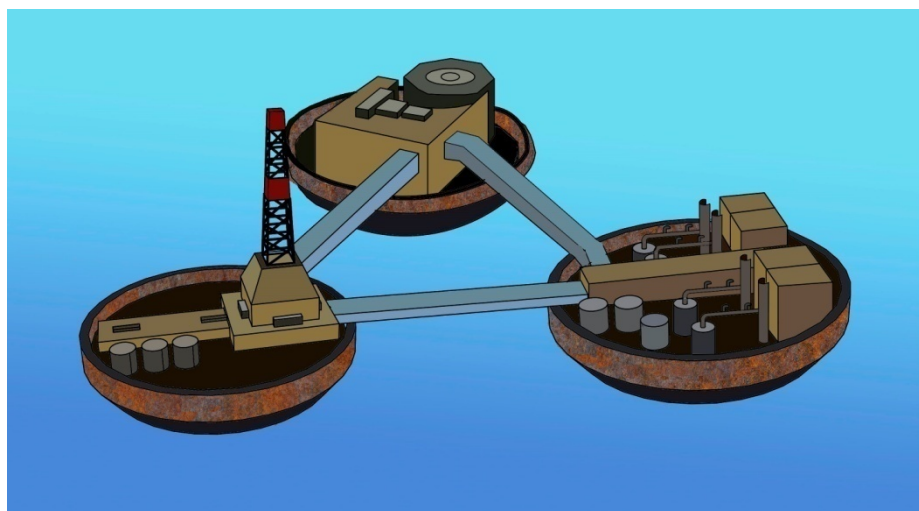


Рисунок 2.1.7 – Схема опорной структуры морского комплекса, по [197]

Другие конструкции опорных фундаментных частей отдельно стоящих сооружений на шельфе представляют собой зацементированные в грунте тонкие оболочки, заполняемые грунтом путём полного погружения оболочки в основание (ковшовые фундаменты, всасываемые кессоны). Погружение происходит за счёт действия избыточного гидростатического давления: когда погружение от собственного веса становится невозможным, производится откачка воды из внутренней полости герметично закрытых сверху оболочек, и таким образом создаётся необходимая разница давлений. Это сравнительно молодое направление использования заполненных оболочек в качестве оснований и в настоящее время применяется в основном для удержания в проектном положении точечных внецентренно нагруженных объектов (например, ветрогенераторов, опор ЛЭП и др. – рис. 2.1.8).

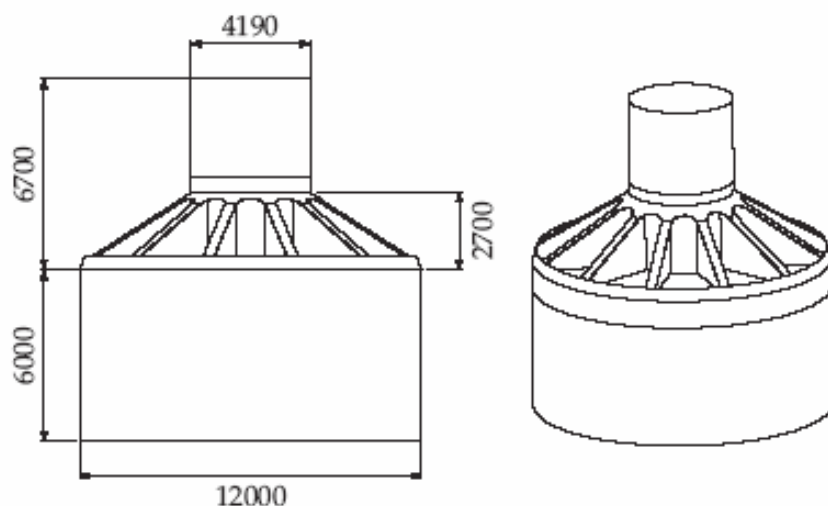


Рисунок 2.1.8 – Схема ковшового фундамента (всасываемый кессон) – размеры в мм

Конструкции заполненных грунтом оболочек применяются также при устройстве защиты опорных конструкций и грунтовых оснований других сооружений для обеспечения их прочности и устойчивости. Примером такого применения могут служить отдельно стоящие цилиндрические оболочки, предназначенные для защиты опор мостов (рис. 2.1.9), а также оболочки, обеспечивающие устойчивость оснований оградительных сооружений смешанного типа (например, глубоководных молв – рис. 2.1.10).



Рисунок. 2.1.9 – Оболочки с наполнителем в качестве защиты опор моста (Incheon Bridge, Южная Корея) [222]

Заполненные оболочки могут быть использованы для устройства перемычек в руслах рек, а также при формировании морских оградительных и причальных сооружений. Для этой цели используются, как правило, оболочки различной формы, формируемые погружением в грунт шпунта различного поперечного сечения: ячейки (*Cofferdams*) – рис. 2.1.11.

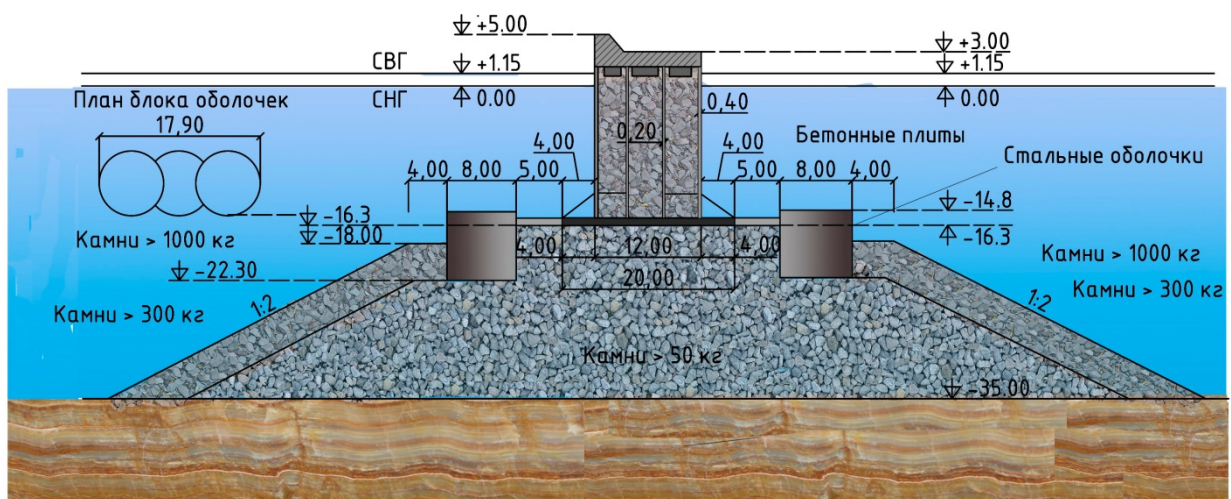


Рисунок 2.1.10 – Оболочки с наполнителем в составе конструкции глубоководного мола (г.Офунато, Япония), по [144]



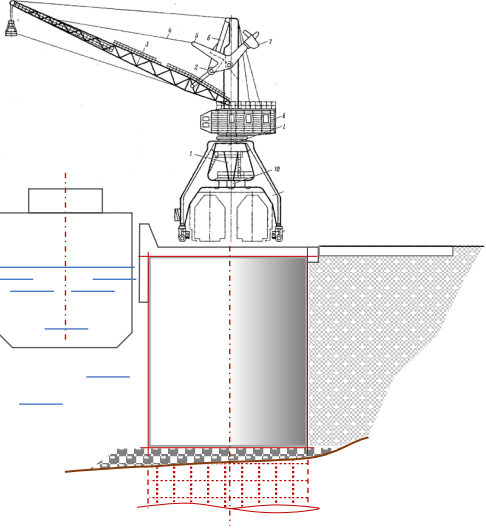
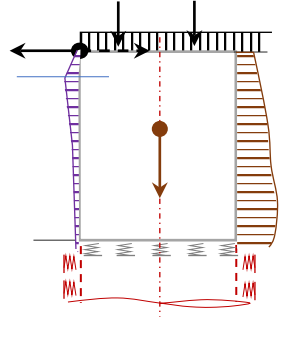
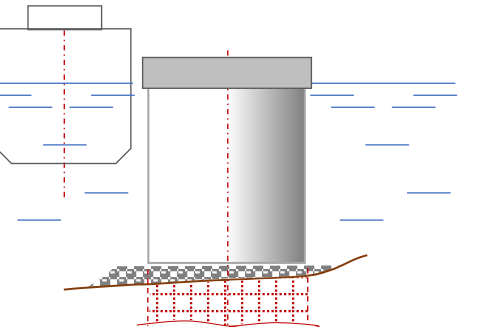
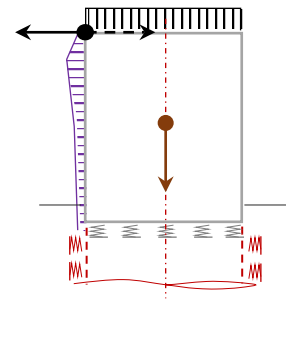
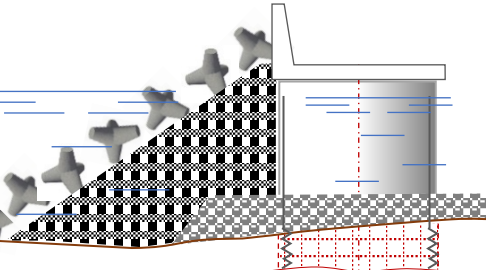
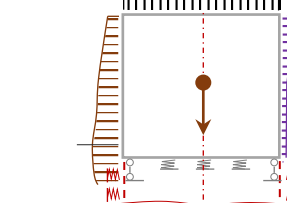
Рисунок 2.1.11 – Процесс устройства перемычки из заполненных грунтом оболочек на реке Огайо (Willow Island, США) [359]

Гидротехнические сооружения, содержащие в качестве несущих конструкций заполненные грунтом оболочки, согласно [39, 214] преимущественно относятся к III классу ответственности, при этом сооружения могут быть отнесены к IV классу (подпорные стены, перемычки) и в некоторых случаях ко II классу ответственности (подпорные сооружения высотой от 18 м на относительно слабых грунтах, морские берегоукрепительные сооружения при высоте более 15 м и оградительные сооружения при высоте от 5 до 20 м). В п. 2.3 работы приведена система возможных конструктивных решений заполненных оболочек, применяемых в составе различных сооружений. Предварительный выбор конструктивного решения заполненной оболочки зависит от инженерно-геологических и других условий площадки строительства, функции и формы проектируемого сооружения, предпочтений в технологии возведения, наличия ледовых и сейсмических нагрузок и других особенностей условий эксплуатации сооружения.

Типовые расчётные модели

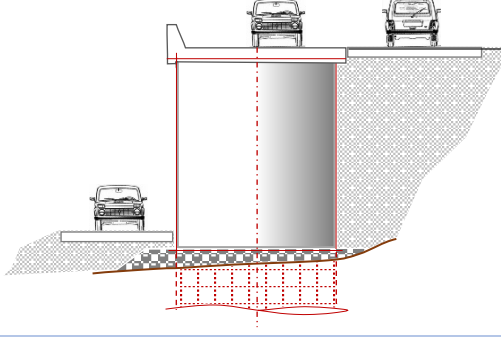
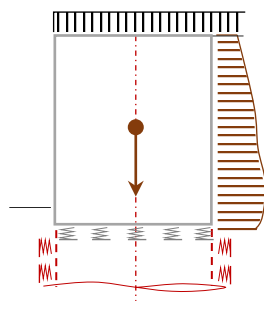
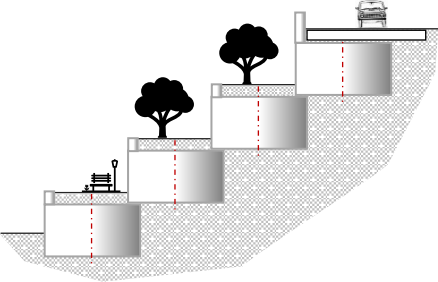
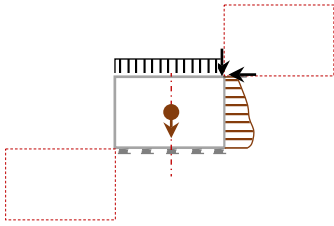
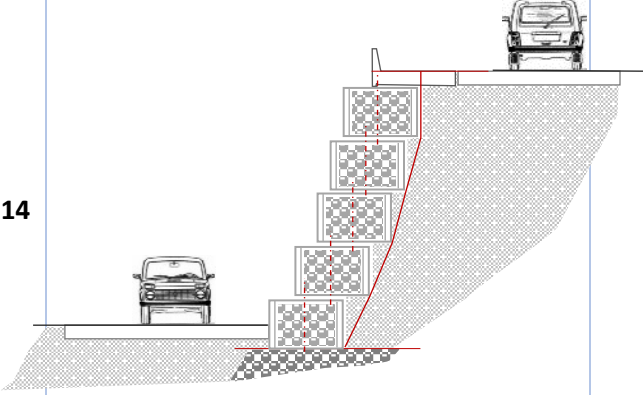
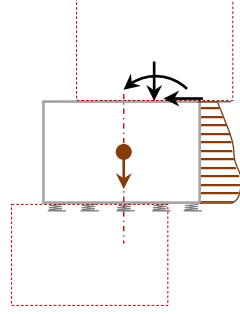
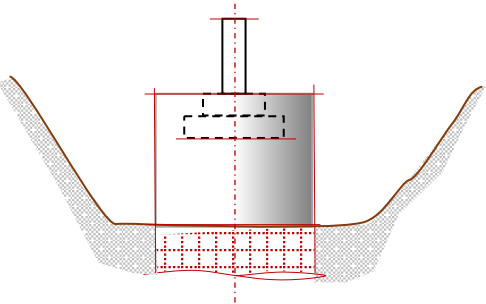
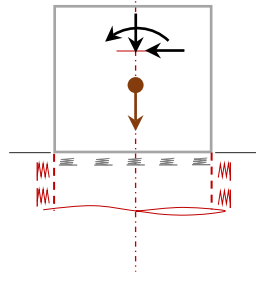
Как показано выше, сооружения, для которых в качестве основной несущей конструкции может быть принята одна или несколько заполненных грунтом тонких оболочек, относятся к различным типам постоянных (основных или второстепенных) и временных гидротехнических сооружений. Условные схемы сооружений различного назначения и соответствующие им схемы расчётных моделей несущей конструкции приведены в табл. 2.1.1.

Таблица 2.1.1 – Типизация расчётных моделей гидротехнических и иных сооружений, содержащих в своём составе заполненную грунтом оболочку

№	Эскиз сечения	Условная расчётная схема несущей конструкции	Сооружения
1			<p>Причальные набережные; элементы конструкций формирования искусственных территорий, островов</p>
2			<p>Пирсы, палы</p>
3			<p>Молы, волноломы</p>

<p>4</p>			<p>Сооружения навигационной обстановки; опорные блоки сооружений морских комплексов</p>
<p>5</p>			<p>Сооружения усиления грунтовых оснований</p>
<p>6</p>			<p>Перемычки (ячейки)</p>
<p>7</p>			<p>Защитные сооружения от воздействия судов и ледяного покрова</p>

<p>8</p>			<p>Ковшовые фундаменты, всасываемые кессоны</p>
<p>9</p>			<p>Устои мостов</p>
<p>10</p>			<p>Набережные из заполненных грунтом тонкостенных блоков, элементы конструкций слипов</p>
<p>11</p>			<p>Устои мостов из заполненных грунтом тонкостенных блоков</p>

<p>12</p>			<p>Подпорные сооружения</p>
<p>13</p>			<p>Подпорные сооружения</p>
<p>14</p>			<p>Подпорные стены из заполненных грунтом тонкостенных блоков</p>
<p>15</p>			<p>Технологии усиления и реконструкции оснований фундаментов; строительство в стеснённых условиях</p>

Вообще по критерию принятого способа сохранения устойчивости положения такие сооружения по большей части относятся к гравитационным (массивным, для которых устойчивость обеспечена преимущественно за счёт собственного веса), либо полугравитационным (полумассивным, частично заглублённым в грунт основания и вовлекающим его в работу на устойчивость). При этом для нужд расчётного моделирования такие сооружения могут быть сгруппированы в отдельную категорию, для которой в независимости от назначения сооружения, основа расчётной схемы несущей конструкции («базовая модель») представляется как система внецентренно-нагруженных тонких оболочек, заполненных сыпучим телом, воспринимающих типовые (характерные для конструкции) и специфические (характерные для типа сооружения и/или места строительства) нагрузки и воздействия, и закреплённые на грунтовом основании (рис. 2.1.12) [272]. Рассматриваемая система далее в работе обозначена как *система «оболочка – наполнитель – основание»*.

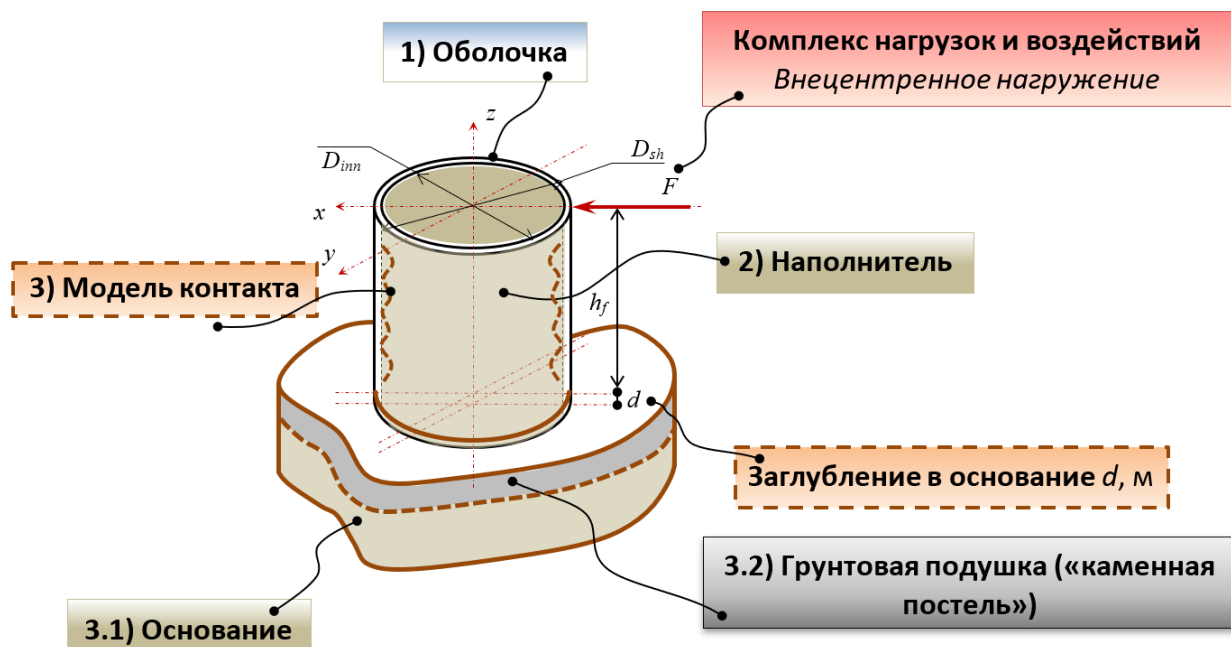


Рисунок 2.1.12 – Базовая модель системы «оболочка – наполнитель – основание»

2.2 Основные элементы системы «оболочка-наполнитель-основание»

2.2.1. Система конструктивных решений заполненных грунтом оболочек

Существующие и возможные конструктивные решения оболочек с грунтовым наполнителем, применяемые или имеющие потенциал к применению в проектах гидротехнических сооружений, систематизированы с целью их обоснованного выбора по нескольким признакам. В качестве основных признаков систематизации приняты: материал и способ формирования оболочки; конфигурация поперечного сечения оболочки; конфигурация продольного сечения оболочки; наличие дополнительных конструктивных устройств; способ опирания оболочки на грунт.

Материал и способ формирования оболочки

Материал, из которого может быть изготовлена оболочка, планируемая к применению для нужд строительства, должен обладать высокими показателями прочности, устойчивостью к воздействию агрессивных сред, долговечностью, соответствующей закладываемому в проекте классу капитальности сооружения. В результате первоначально оболочки изготавливались в основном из железобетона, далее – из стали (в промышленном и гражданском строительстве находят применение также некоторые виды пластика). Для оболочек в зависимости от условий климата и режима эксплуатации основные показатели качества бетона устанавливаются в пределах определённых значений [37]: класс бетона по прочности на сжатие: В20 ÷ В40; марка бетона по морозостойкости: F200 ÷ F500; марка бетона по водопроницаемости: W4 ÷ W8.

По способу формирования железобетонные оболочки разделяются на сборные и монолитные (рис. 2.2.1).

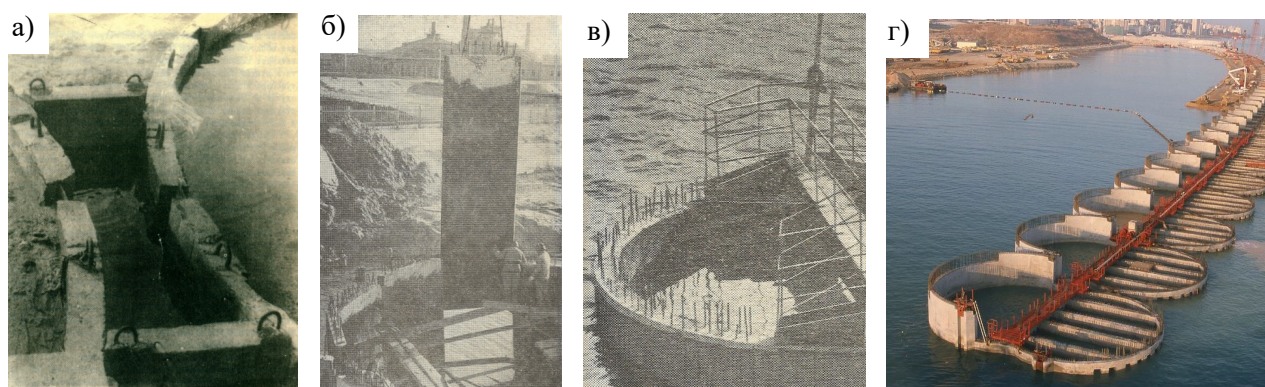


Рисунок 2.2.1 – Примеры возведения железобетонных оболочек [147, 229, 301]
а – фрагмент сборной оболочки из изогнутых вертикальных плит; б – фрагмент сборной оболочки из плоских вертикальных плит (Астрахань, 1969); в – фрагмент монолитной оболочки (Клайпеда, 1967); г – монолитные оболочки-кессоны (Бейрут, 2014)

В первую из указанных групп входят конструкции, сформированные отдельными кольцами, установленными друг на друга, а также оболочки, собранные из отдельных плоских или изогнутых вертикальных плит – рис. 2.2.1 а, б (полигональные оболочки). Монолитные железобетонные оболочки формируются двумя основными способами: напылением цементно-песчаной смеси на внутреннюю поверхность опалубки (способ «пневмобетон»), и поэтапной укладкой раствора в наружной щитовой и внутренней скользящей металлической опалубке (рис. 2.2.1 в, г).

Стальные оболочки по способу формирования могут быть разделены на две основные группы: цельные стальные оболочки и оболочки из шпунтов, образующих замкнутые контуры различной формы. Цельные стальные оболочки формируют методом рулонирования (рис. 2.2.2 а) по технологии возведения резервуаров [2], а также методами листовая и секционной сборки (рис. 2.2.2 б, в).



Рисунок 2.2.2 – Процесс производства металлической оболочки

а – методом рулонирования [80], б – листовая сборка [125], в – посекционная сборка [325]

Оболочки из шпунта («ячейки») формируются погружением в грунт металлического шпунта различного поперечного сечения (рис. 2.2.3). Погружение может вестись последовательным погружением отдельных хлыстов до образования требуемого замкнутого контура оболочки (рис. 2.2.3 а), либо единовременным погружением предварительно собранной из шпунта оболочки («готовая ячейка» – рис. 2.2.3 б, в).

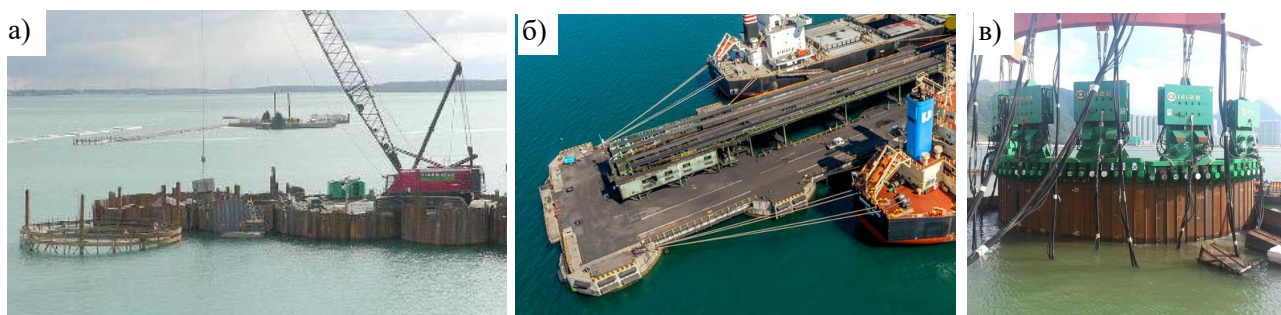


Рисунок 2.2.3 – Заполненные грунтом оболочки из шпунта («ячейки»)

*а – формирование оболочек погружением отдельных шпунтин (США, Ontario [306]);
б – угольный пирс (порт Восточный, 1974) [91]; в – погружение готовой оболочки из шпунта (Гонконг [325])*

Конфигурация поперечного сечения оболочки

Форма поперечного сечения оболочки определяется, прежде всего, величиной ожидаемых нагрузок и особенностями воздействий на сооружение, которые, в свою очередь, определяются назначением сооружения и условиями его строительства и эксплуатации. Наряду с этим учитываются технологические возможности производителя работ, а также экономическая эффективность принятого решения. К предварительному расчёту принимаются основные базовые формы поперечного сечения, которые при последующем поверочном расчётном обосновании могут быть изменены или приняты в более сложной комбинации.

К базовым формам поперечного сечения заполненных оболочек следует отнести четыре основных формы (табл. 2.2.1), три из которых (круговая форма, овальная форма и форма листа клевера) образуют цилиндрические оболочки, а четвёртая (форма правильного многоугольника) образует оболочку полигонального очертания.

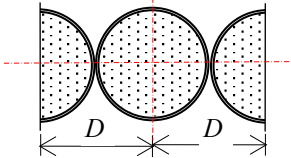
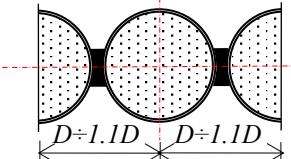
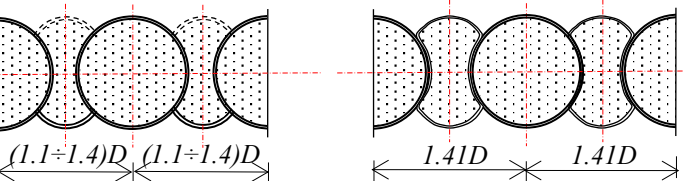
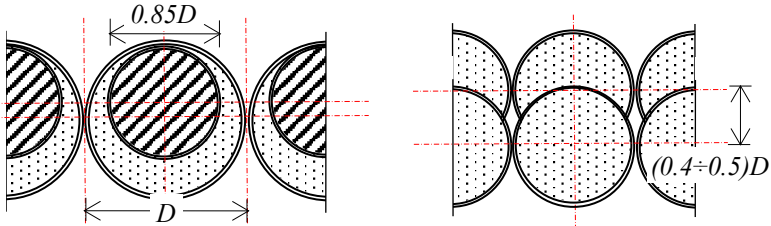
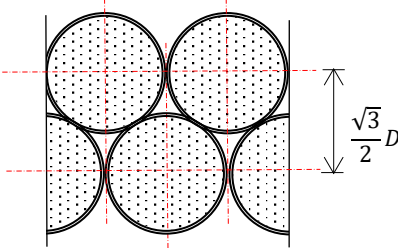
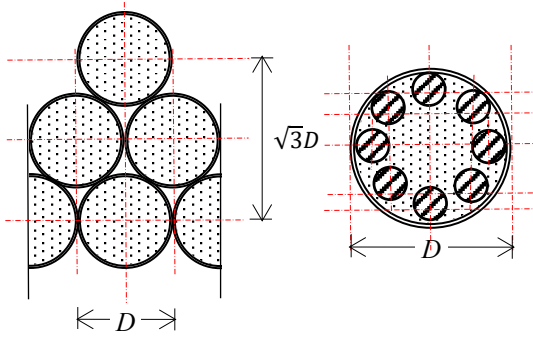
Таблица 2.2.1 – Базовые формы поперечного сечения оболочек

Наименование	Схема сечения	Обозначения	Материал
Круговое (цилиндрические оболочки)		D – наружный диаметр, м t – толщина стенки оболочки, м	сталь, железобетон
Овальное (сегментное) (цилиндрические оболочки)		D – наружный диаметр, м t – толщина стенки оболочки, м	сталь, железобетон
Форма правильного многоугольника (полигональные оболочки)		D – наружный диаметр, м t – толщина панели, м n – количество панелей, шт.	железобетон
Форма листа клевера (цилиндрические оболочки)		D – наружный диаметр, м t – толщина стенки оболочки, м	сталь

С использованием перечисленных базовых форм могут быть составлены формы горизонтальных сечений протяжённых сооружений, приведенные в табл. 2.2.2 на примере компоновки базовой формы кругового очертания. Компоновка может быть выполнена в один

ряд, а также в два и более ряда в зависимости от величины ожидаемых нагрузок, инженерно-геологических условий площадки, технологических нагрузок и других факторов.

Таблица 2.2.2 – Комбинированные формы поперечного сечения оболочек (комбинации базовых сечений)

Комбинация	Наименование	Схема сечения (на примере кругового сечения)
В один ряд	вплотную	
	со швом	
	с соединительными арками/ со вкладышем	
В два ряда	сдвоенные оболочки	
	экранирующие оболочки	
В три ряда и более	комбинированные оболочки	

Конфигурация продольного сечения оболочки

По форме продольного сечения заполненные оболочки можно разделить на две основные группы: постоянного по длине (рис. 2.2.4 а-в) и переменного по длине сечения (рис. 2.2.4 г-е).

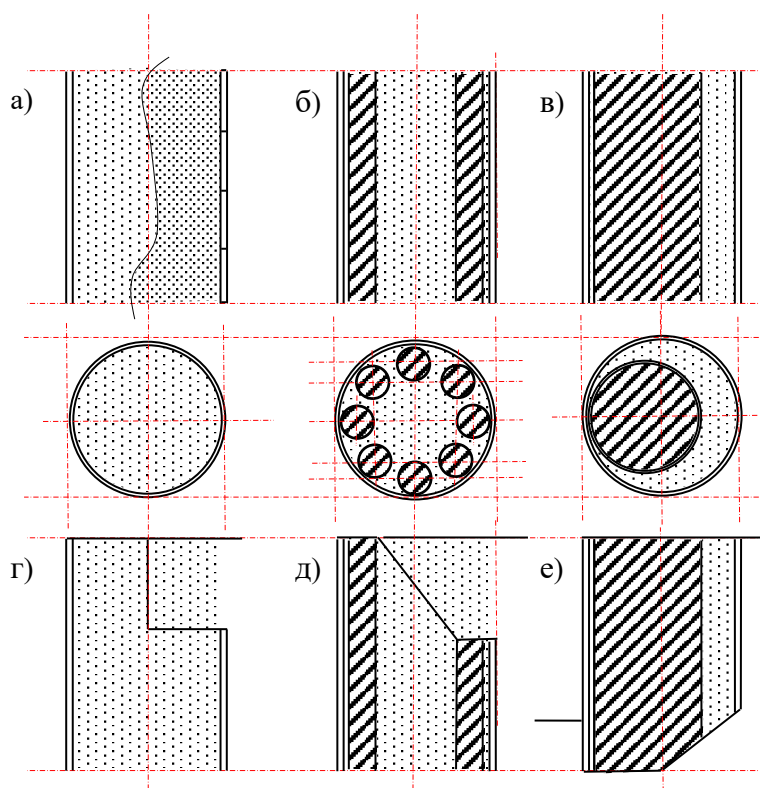


Рисунок 2.2.4 – Формы продольного сечения оболочки на примере цилиндрической и комбинированных оболочек
а, б, в – постоянное продольное сечение; г, д, е – переменное продольное сечение

Оболочки постоянного сечения могут быть цельными, либо составленными из отдельных элементов (как правило, колец – рис. 2.2.4 а). Переменное по длине оболочки продольное сечение применяется с целью экономии материала (уменьшение размера сечения к верху сооружения – рис. 2.2.4 г, д), либо исходя из особенностей основания: при несогласном залегании скальных пород (значительный перепад кровли коренных пород в пределах габарита сооружения), либо при защите слабых поверхностных слоёв от размыва (для прибрежных сооружений) – рис. 2.2.4 е.

Наличие дополнительных конструктивных устройств

Основные дополнительные устройства (табл. 2.2.3) в конструкциях заполненных оболочек, как правило, создаются с целью повышения запаса прочности и устойчивости конструкции.

Таблица 2.2.3 – Конструктивные приёмы повышения запаса устойчивости

Расположение устройства	Устройство	Схема, пример	Эффект	Источники
Надпорная часть	Разгружающая площадка		Снижение активного давления грунта, создание обратного момента	[98, 100, 147]
	Анкер		Введение дополнительных связей	[98, 100, 147, 242]
Опорная часть	Анкер		Введение дополнительных связей	[98, 100, 147, 242]
	Опорная плита		Создание обратного момента, распределение напряжений по подошве	[43, 70]

При этом конструктивные элементы, обеспечивающие дополнительную жёсткость и прочность оболочки, вводятся в конструкцию в основном временно, на стадии монтажа оболочки до этапа формирования внутреннего наполнителя. Дополнительные конструктивные устройства, обеспечивающие повышение общей устойчивости сооружения, направлены (табл. 2.2.3):

- на достижение эффекта снижения активного давления грунта и создания обратного момента путём введения разгружающих площадок в надпорной части сооружения;
- на введение дополнительных опор в расчётной схеме сооружения путём устройства анкеров в надпорной части сооружения;
- на достижение эффекта обратного момента и распределения напряжений по подошве сооружения путём введения в конструкцию опорных плит различной формы в опорной части сооружения.

Первые два из указанных направлений (надпорная часть) достаточно хорошо развиты в практике расчёта и проектирования гравитационных подпорных сооружений. Дополнительные устройства, устанавливаемые в опорной части сооружения, в основном обеспечивают дополнительный удерживающий момент и пассивно влияют на распределение напряжений в толще основания сооружения. При этом задачи обеспечения равномерного распределения напряжений в толще основания заполненной оболочки, а также предотвращения прорезания основания торцом тонкой оболочки при внецентренном нагружении остаются актуальными и обуславливают появление новых типов дополнительных конструктивных устройств (п. 7.2).

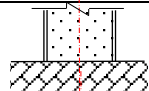
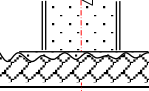
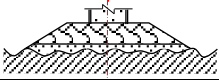
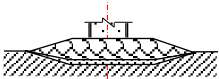
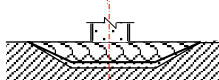
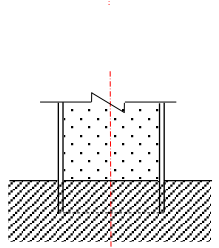
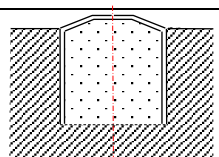
Конструктивное решение опирания оболочки на грунт

Принятое конструктивное решение опирания оболочки на грунт основания является одним из основных факторов, определяющих расчётные параметры заполненной оболочечной конструкции: её габариты, размеры элементов, материал, компоновку оболочек в плане и др. Далее группы конструкций заполненных оболочек по конструктивному решению опирания оболочки на грунт основания.

В соответствии с указанным признаком оболочки можно разделить на свободно опёртые (гравитационные, без заглубления в основание), частично заглублённые в грунт и полностью заглублённые (табл. 2.2.4). Гравитационные оболочки устанавливаются, как правило, на специально подготовленный слой прочного несжимаемого грунта («каменная постель»), который в свою очередь в зависимости от степени погружения в несущий слой образует незаглублённые, частично заглублённые и полностью заглублённые «постели». Производство и контроль качества такого специального основания связано с большими

трудностями, поскольку в большинстве случаев оболочки устанавливаются в воду, а работы ведутся в суровых климатических условиях. Кроме того, при необходимости возведения сооружений значительной высоты могут потребоваться оболочки очень большого диаметра, вес которых превысит грузоподъёмность кранов. Эти факторы создали условия для появления конструкций оболочек с наполнителем, частично заглублённых в грунте основания. Помимо обеспечения необходимой устойчивости сооружения на основании, заглубление снижает риск выпирания грунта, находящегося внутри оболочки, и его подмыва.

Таблица 2.2.4 – Классификация оболочечных конструкций по степени заглубления в основание

Признак	Конструктивное решение	Варианты решений	Схема	Сооружения
Без заглубления в основание	непосредственно на грунт	-		причалные сооружения (набережные, палы, пирсы); оградительные сооружения (молы, волноломы); ограждение искусственных территорий, островов; моноблоки (основания платформ); фундаменты сооружений навигационной обстановки; подпорные сооружения
	выравнивающая подготовка	-		
	каменная постель	незаглублённая		
		частично заглублённая		
		полностью заглублённая		
С частичным заглублением в основание	-	-		причалные сооружения (набережные, палы, пирсы); перемычки (ячейки) (cofferdams); сооружения защиты грунтовых оснований (конструкции защиты опор мостов, конструкции в составе оградительных сооружений); подпорные сооружения
С полным заглублением в основание	-	-		ковшовые фундаменты (bucket foundations); всасываемые кессоны (suction caissons)

Для определения требуемой степени заглубления в основание и назначения соответствующей расчётной модели проведено и выделено в отдельный подраздел исследование, направленное на построение классификации сооружений из оболочек с грунтовым наполнителем по признаку организации взаимодействия с основанием (п. 2.4).

2.2.2. Виды и функции наполнителей оболочечных конструкций

Наполнитель является неотъемлемой частью рассматриваемой конструкции: заполняя внутреннее пространство оболочки, он обеспечивает прочность и устойчивость сооружения. Наполнитель распределяет нагрузку от собственного веса (включая внешнюю нагрузку с собственной поверхности) на внутреннюю поверхность оболочки, воспринимает и перераспределяет усилия, передаваемые на оболочку при внецентренном нагружении, а также передаёт нагрузку на основание. Одно из ограничений, во многом определяющее область рассматриваемых в данной работе конструкций, заключается в применении наполнителя, полностью или частично занимающего внутренний объём оболочки. В качестве наполнителя рассматривается не транспортируемая или хранимая среда (газ, вода, нефть, зерно и т.д.), а также не изоляционный материал (предназначенный для повышения вибропоглощающих, звуко- и теплоизоляционных свойств, свойств свето- и радиопрозрачности и т.д.), а строительный материал, вовлечённый в обеспечение прочности и устойчивости сооружения и являющийся его конструктивным несущим элементом. Не всегда указанный признак чётко выделяется при анализе работы сооружения, и некоторые наполнители (например, используемые в элементах современных канализационных систем, частях подземных сооружений, элементах каркасов зданий) не удаётся отнести определённо к той или иной категории, но для большинства сооружений указанный принцип работы наполнителя в конструкции как классификационный признак является приемлемым.

Перечень материалов, пригодных для использования в качестве наполнителя оболочки и способных обеспечить надлежащий уровень эксплуатационных качеств конструкции в течение требуемого периода времени – весьма ограничен. Предъявляемым требованиям может отвечать материал, соизмеримый по долговечности с материалом самой оболочки, не требующий периодического обслуживания и обеспечивающий должный уровень капитальности всего сооружения. В строительстве, как правило, в качестве внутреннего наполнителя применяют бетоны различных составов, грунтовые наполнители, в последнее время в зависимости от габаритов и функционального назначения конструкции рассматривается возможность использования пенистых наполнителей, а также наполнителей из стекла.

По признаку связности (обладание начальным сцеплением с поверхностью оболочки) наполнители могут быть разделены на связные и несвязные. К связным могут быть отнесены «жирные» цементобетонные смеси, а также грунты, обладающие значительным удельным

сцеплением. Последние, как правило, в качестве наполнителей не применяются ввиду значительной зависимости свойств от влажности и подверженности морозному пучению.

К несвязным наполнителям можно отнести крупнообломочный и песчаный грунт. Крупнообломочный грунт в зависимости от крупности делится на валун, галечник и гравий; песчаный грунт делится на гравелистый, крупный и песок средней крупности [1, 3, 15, 22, 27, 253, 293]. Классификация наполнителя по признаку связности приведена на рис. 2.2.5.

Заполнение оболочек бетоном используется для повышения устойчивости сжатых стержневых элементов каркасов зданий и сооружений, а также при изготовлении бетонных набивных свай. Одним из значимых конструктивных недостатков применения бетона как наполнителя является сложность обеспечения совместной работы бетонного наполнителя и внешней стальной оболочки. Разность начальных коэффициентов поперечной деформации бетона и стали ($\nu_b \approx 0,18 \div 0,25$, $\nu_s \approx 0,3$) зачастую приводит к тому, что в процессе увеличения приложенной к конструкции сжимающей силы, наполнитель, который при затвердении смеси образует твёрдое тело, и оболочка работают совместно только в начальный период нагружения.



Рисунок 2.2.5 – Классификация наполнителя по признаку связности

При последующем нагружении по причине указанной разницы в деформационных свойствах и сравнительно низкой величины сил сцепления бетона со сталью, внешняя оболочка стремится отсоединиться от поверхности бетона, провоцируя возникновение в наполнителе радиальных растягивающих напряжений. В результате во многих случаях бетонный наполнитель работает в условиях одноосного сжатия, а оболочка – только как продольная арматура.

В массовом строительстве сооружений с использованием наполненных оболочек, срединная поверхность которых представляет собой поверхность вращения, как правило, в качестве наполнителя применяется грунт. Грунтовый наполнитель представляет собой слабосжимаемые породы, исключая морозное пучение, и доступные в районе строительства. Для наполнения оболочек значительных габаритов применяют, как правило, крупнообломочный грунт. К качеству наполнителя из крупнообломочного грунта (природного камня) предъявляются определенные требования [3, 5, 15].

В последние десятилетия всё чаще проводятся исследования, направленные на оценку эффективности применения песчаного наполнителя в различных элементах стержневых конструкций, таких как колонны и стойки, опоры мостов, сжатые стержни ферм, пояса опор линий электропередач и других [260]. Применение несвязного сыпучего наполнителя позволяет обеспечить совместную работу наполнителя и оболочки в процессе эксплуатации при условии передачи нагрузки на наполнитель через поршни различных конструкций [188]. При условии передачи осевой сжимающей нагрузки на материал заполнения, тонкая внешняя оболочка воспринимает исключительно радиальные растягивающие усилия. При осевом нагружении некоторых видов конструкций (например, коротких стоек) и поршневой передаче нагрузки на наполнитель несущая способность трубопесчаного стержня примерно соответствует несущей способности аналогичного трубобетонного элемента [260]. С учётом этого применение относительно дешёвого песчаного наполнителя при больших объёмах строительства способствует росту экономической эффективности возводимого сооружения.

В большинстве случаев в качестве наполнителей оболочечных конструкций применяют чистые (без глинистых примесей) крупнообломочные грунты определённой фракции, способ и качество укладки которых в полость оболочки определяют уровень эксплуатационных качеств конструкции, степень её надёжности.

2.3 Особенности взаимодействия основных элементов системы

Необходимое условие надёжной работы сооружения для конкретных условий эксплуатации формирует комплекс требований к его эксплуатационным качествам. Как было показано в предыдущих разделах, конструкции из оболочек с внутренним наполнителем применяются для решения широкого диапазона инженерных задач, в результате чего требования к оболочечным конструкциям с наполнителем весьма широки. Они зависят от назначения оболочки в составе конструкции, предполагаемых габаритов сооружения, способности оболочки выбранной формы к долговременному восприятию характерных для данных условий эксплуатации нагрузок, предполагаемых условий закрепления (опирания) конструкции, необходимого срока службы сооружения и от многих других факторов. Подобные требования характерны для любых типов конструкций, в том числе и для оболочек с наполнителем. При этом особенность оболочки с грунтовым наполнителем как конструкции заключается в использовании двух основных весьма различных по своим свойствам сред, для описания физических и прочностных свойств которых применяются принципиально разные физические и математические модели. По своим основным физическим свойствам оболочка представляет собою твёрдое тело, а для описания поведения наполнителя применимы, скорее, зависимости для сыпучей или вязкой среды.

Основное требование, выделяющее оболочки с наполнителем в ряду других конструкций, заключается в необходимости обеспечения совместной работы наполнителя и оболочки как единой цельной конструкции, и обоснованного описания характера этого взаимодействия при формировании математической модели сооружения. Это требование обусловлено полной невозможностью работы одного из перечисленных элементов без другого: тонкая оболочка больших размеров неспособна к восприятию значительных нагрузок, её основная функция в данном случае состоит в удержании наполнителя в проектном положении, в образовании его формы, благодаря которой сооружение «набирает» необходимую несущую способность. Описание взаимодействия внутренней поверхности оболочки и среды наполнителя остаётся наиболее сложной задачей исследования конструкций из оболочек. Подробно направления исследований оболочечных конструкций с наполнителем приведены в разделе 1.3 настоящей работы.

Разработанные инженерные методы описания взаимодействия оболочек с наполнителем в строительстве [15], в конечном счёте, основаны на решении, предложенном в 1895 году немецким учёным – инженером из Бремена Х. Янсенем (H.A. Janssen) [327, 356], опубликовавшим метод определения давления зерна на внутренние стенки силосов. В области физико-математических исследований прочности, устойчивости и динамики тонкостенных элементов, взаимодействующих с тонкостенными объектами (см. п. 1.3), разработаны

основные теоретические решения для модели наполнителя как упругого основания и как трёхмерного деформируемого тела, описываемого уравнениями теории упругости или вязкоупругости [105, 124], которые реализованы для целей инженерного проектирования строительных объектов для весьма ограниченного круга задач [177, 229]. Значительный прорыв в создании механизма описания взаимодействия оболочки с наполнителем произошёл с появлением высокопроизводительных вычислительных машин, и, как следствие, программных комплексов, реализующих метод конечных элементов (МКЭ) (см. п. 3.2). Порядок построения общей математической модели для цилиндрических оболочек с закреплением на податливом основании с использованием МКЭ, а также методы определения её параметров в части взаимодействия оболочки с наполнителем, приведены в Гл. 3, Гл. 4 настоящей работы. Требование обеспечения совместной работы распространяется как на особенности взаимодействия отдельных компонентов оболочки с наполнителем (оболочка-наполнитель-основание), так и на условия взаимодействия между собой отдельных заполненных оболочек, система которых образует более крупное сооружение (причал, пирс, подпорное сооружение, искусственный остров, оградительное сооружение и др.).

Помимо упомянутого выше общего требования обеспечения совместной работы системы конструкций, образующих сооружение, а также совместности работы отдельных компонентов конструкции, следует указать требование близкой по значению долговечности материала оболочки и материала наполнителя, обеспечиваемой в зависимости от капитальности сооружения и предполагаемого срока его службы. В результате, как правило, используются основные строительные материалы, способные обеспечить повышенную капитальность сооружения: бетон, железобетон, сталь и грунт различных типов. Долговечность конструкции зависит не только от собственных физических, прочностных и деформационных свойств материала, но и от характера напряжённно-деформированного состояния выполненного из него элемента, от возникающих в элементе внутренних усилий в заданных условиях работы. Принцип работы оболочки с наполнителем предполагает преимущественное восприятие оболочкой растягивающих радиальных напряжений, возникающих от действия равномерно-распределённой по её внутренней поверхности нагрузки от внутреннего наполнителя, который, в свою очередь, воспринимает нагрузку от верхнего строения и технологические нагрузки. В результате при проектировании сооружений с использованием заполненных грунтом оболочек, при назначении их размеров, величины заделки в грунт основания, при их компоновке и размещении в составе сооружения, необходимо стремиться к обеспечению условий работы конструкции под нагрузкой, способствующих созданию эффективного напряжённно-деформированного состояния каждого из её элементов (в частности, к равномерному распределению усилий в теле оболочки).

2.4 Классификация расчётных моделей заполненных оболочек по способу взаимодействия с основанием

В зависимости от назначения сооружения размеры и форма заполненных оболочек могут быть различны. Функция сооружения, ожидаемые нагрузки и заданные условия строительной площадки помимо материала и габаритов конструкции определяют также и характер взаимодействия сооружения с основанием. К примеру, оболочки большого диаметра (ОБД) с соотношением диаметра к высоте D/H , близком к единице [15, 16, 312] являются конструкциями массивными и передают нагрузку на основание преимущественно по подошве, при этом заделка сооружения в грунт либо отсутствует, либо не создаёт значимых удерживающих сил в деле обеспечения устойчивости сооружения на основании. Трубчатые шпунтовые стенки, конструкции из свай-оболочек и прочие стержневые и близкие к ним элементы – напротив, сохраняют проектное положение преимущественно за счёт защемления в грунте, а доля нагрузки, передаваемой по подошве, незначительна. Между этими крайними позициями в зависимости от начальных условий к расчёту могут быть приняты различные варианты расчётных схем, отличающихся заданными габаритами оболочки и величиной её заделки в грунт основания (рис. 2.4.1).

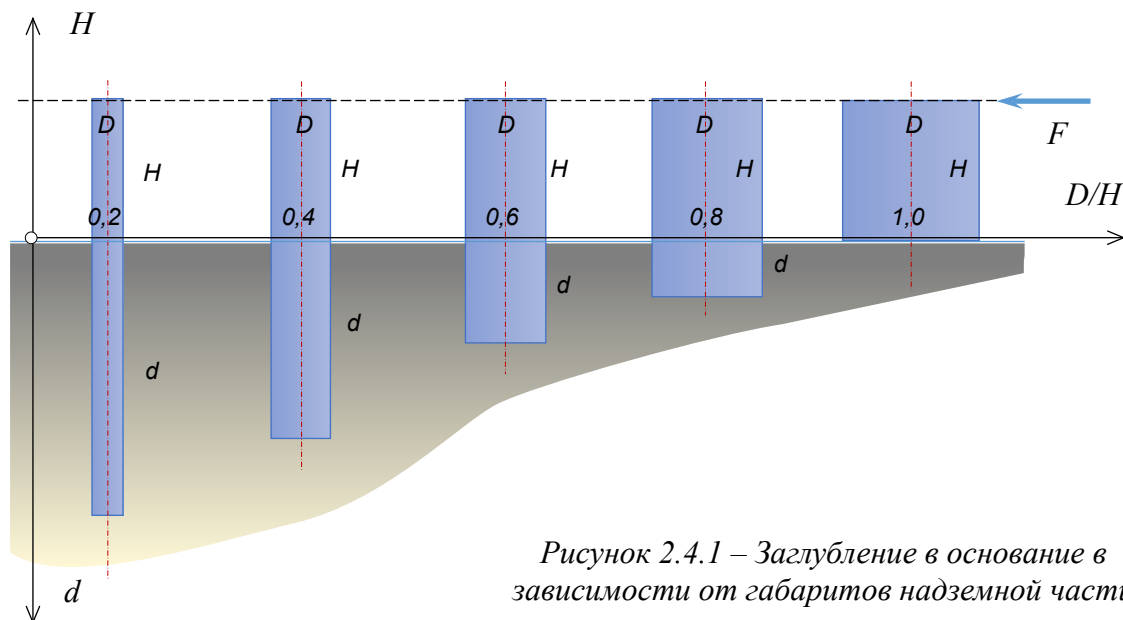


Рисунок 2.4.1 – Заглубление в основание в зависимости от габаритов надземной части конструкции

Выбор методики расчёта и порядка дальнейшего проектирования сооружения во многом зависит от предварительно принятой расчётной схемы взаимодействия сооружения с основанием [10, 13, 15, 16, 22, 36, 74]. Основные размеры конструкции (D ; H) могут быть

назначены к проверочному расчёту исходя из функционального назначения сооружения и условий строительной площадки с учётом желаемой технологии производства строительных работ.

Исходя из условия устойчивости, при внецентренной нагрузке по мере уменьшения соотношения габаритов D/H возникает потребность заглубления конструкции в грунт основания d . Далее предлагается классификация внецентренно-нагруженных сооружений из заполненных оболочек по признаку вовлечения грунта основания в обеспечение устойчивости с учётом заданной несущей способности основания. Классификация позволит определиться с предварительным выбором расчётной схемы сооружения, приняв во внимание не только заданные габариты конструкции и нагрузки, но и физико-механические свойства грунтового основания.

Классификация конструкций

Для определения признака классификации рассмотрим общую расчётную схему сооружения (рис. 2.4.2, а) из заполненных грунтом (*in*) оболочек диаметром (шириной сечения) D , опирающегося на грунтовое основание (I), обеспечивающего подпор грунта (bf) заданной высоты H и воспринимающего комплекс нагрузок ($q, F, G\dots$), формирующих изгибающий момент M на уровне подошвы сооружения. Вес сооружения G формируется преимущественно удерживаемым оболочкой грунтом. Сооружение погружено нижним торцом в грунт на глубину d , равную мощности прорезаемого слоя грунта основания (2).

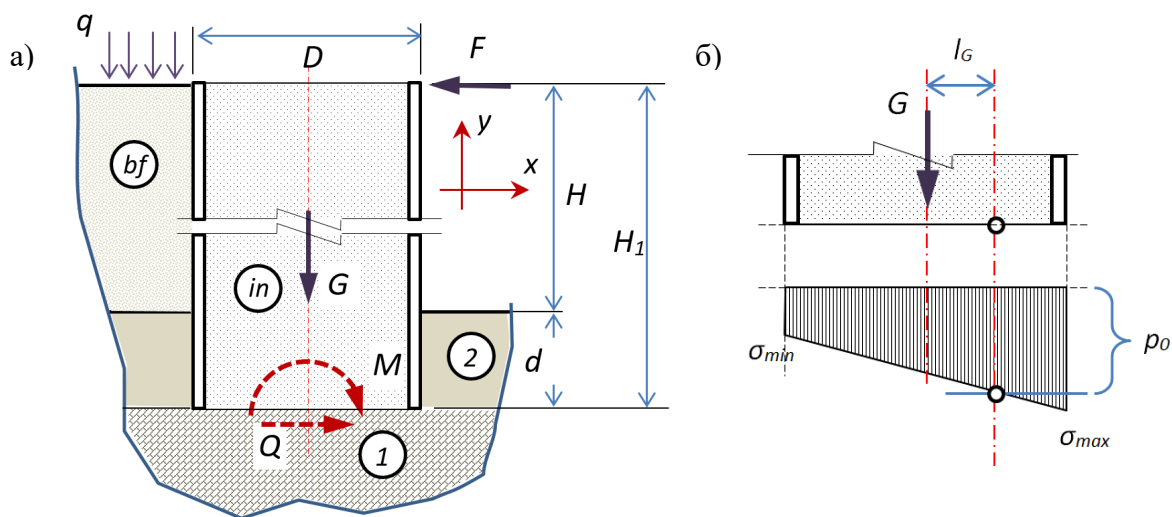


Рисунок 2.4.2 – Расчётная схема сооружения

а – вертикальное поперечное сечение; б – плечо приложения силы собственного веса

В качестве критерия классификации введём параметр k_c , отражающий долю удерживающего момента на уровне подошвы сооружения, обеспечиваемого собственным

весом сооружения $M_{y\partial(G)}$:

$$k_c = \frac{M_{y\partial(G)}}{M_{y\partial(Pp+G)}}, \quad (2.4.1)$$

где $M_{y\partial(Pp+G)}$ – суммарный удерживающий момент на уровне подошвы сооружения с учётом действия силы пассивного отпора Pp :

$$M_{y\partial(Pp+G)} = M_{y\partial(G)} + M_{y\partial(Pp)}. \quad (2.4.2)$$

Величина удерживающего момента от собственного веса $M_{y\partial(G)}$ определяется из следующих рассуждений. При наклоне сооружения в сторону от нагрузки точка поворота смещается вглубь подошвы. Плечо l_G действия силы собственного веса G сооружения ограничивается условием превышения действующих давлений по подошве сооружения σ_{max} над величиной предельного давления p_0 (рис. 2.4.2, б):

$$l_G = \frac{D}{2} - \left((\sigma_{max} - p_0) \cdot \left(\frac{D}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right) \right); \text{ при этом } l_G \leq \frac{D}{2}, \quad (2.4.3)$$

где p_0 определяется на основе решения В.В. Соколовского [238, 363] (подробнее см. Главу 5):

$$p_0 = (\gamma_2 \cdot d + c_1 \cdot ctg\varphi_1) \cdot \left(\frac{1 + \sin\varphi_1}{1 - \sin\varphi_1} \cdot e^{\pi \cdot tg\varphi_1} \right) - c_1 \cdot ctg\varphi_1, \quad (2.4.4)$$

где γ_n , φ_n , c_n – соответственно удельный вес, угол внутреннего трения и удельное сцепление соответствующего слоя (рис. 2.4.2, а). При этом величина давления по подошве сооружения $\sigma_{max,min}$ на 1 м. погонный длины сооружения определяется с учётом действующих нагрузок (q , F на рис. 2.4.2):

$$\sigma_{max,min} = \frac{G}{D \cdot 1} + \frac{M_{опр}}{\frac{1 \cdot D^2}{6}}, \quad (2.4.5)$$

где $M_{опр}$ – опрокидывающий момент на уровне подошвы сооружения на 1 метр погонный сооружения (ф-ла (2.4.9)).

Далее $M_{y\partial(G)}$ определяется по формуле:

$$M_{уд(G)} = G \cdot l_G. \quad (2.4.6)$$

Удерживающий момент от действия силы пассивного отпора грунта определяется по формуле (*кНм/м.пог.*):

$$M_{уд(P_p)} = \gamma_2 \cdot \frac{d^3}{6} \cdot tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right). \quad (2.4.7)$$

Далее определяется критерий «гравитационности» сооружения (принадлежности к гравитационным) в том числе для частично заземлённых сооружений. В зависимости от величины k_c предварительную расчётную схему заполненной оболочки предлагается принять как для *массивного (гравитационного)* сооружения, при котором вклад собственного веса в обеспечение удерживающего момента находится в пределах от 80 до 100% ($1 \geq k_c > 0,8$); в диапазоне $0,8 \geq k_c > 0,2$ оболочка может быть отнесена к *полумассивным (полугравитационным)* сооружениям, и при значении $k_c \leq 0,2$ на заполненную оболочку распространяются правила расчёта *тонких заземлённых стенок*, для которых сопротивление грунта по подошве практически не учитывается.

В качестве иллюстрации частных расчётных случаев отнесения сооружений к вышеупомянутым группам (с использованием приведённых формул), приведены зависимости классификационного параметра k_c от отношения величины заглубления к заданной высоте подпора (d/H) (рис. 2.4.3).

Таким образом определяется комбинация расчётных условий (размеры сооружения; физико-механические характеристики засыпки, грунта основания; заданные нагрузки), при которых для сооружения определяется доля удерживающего момента, обеспечиваемого собственным весом, и таким образом сооружение может быть предварительно отнесено к расчётным группам гравитационных (массивных), полугравитационных (полумассивных) сооружений или к группе тонких заземлённых стенок.

Гравитационные и полугравитационные сооружения

При высокой продольной жёсткости сооружения EJ/H , не предполагающей продольный изгиб конструкции, предварительные размеры сооружения (рис. 2.4.1, рис. 2.4.2) из заполненных оболочек (диаметр D , глубина заделки d), с заданной высотой подпора H при действии дополнительных нагрузок (q, F, \dots) определяются из условия устойчивости на грунте основания с учётом сопротивления грунта p_o по подошве сооружения, по методике единого коэффициента запаса k_s с предварительным принятием k_s в зависимости от назначения сооружения (1,1 ÷ 1,5 и более):

$$k_s = \frac{M_{уд}(Pp+G)}{M_{опр}}, \quad (2.4.8)$$

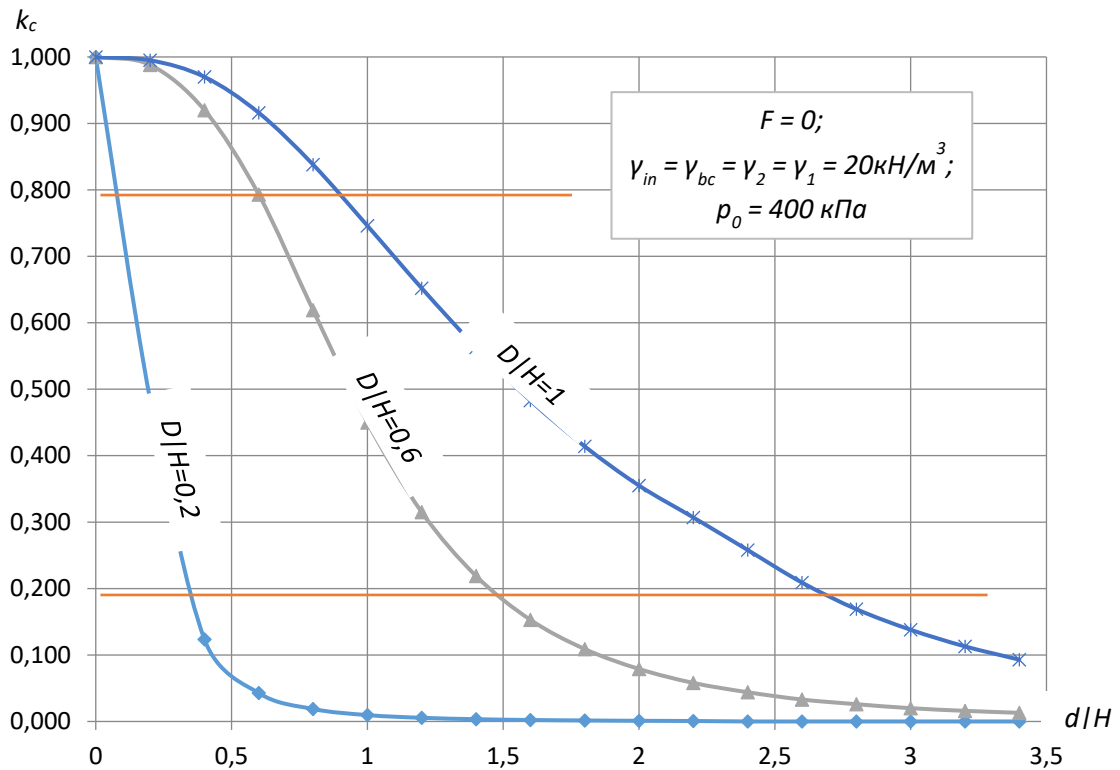


Рисунок 2.4.3 – Пример определения классификационного параметра k_c

Удерживающий момент определяется по формулам, приведённым в предыдущем разделе (формулы 2.4.2, 2.4.6, 2.4.7). Опрокидывающий момент определяется в предположении высокой продольной жёсткости конструкции: (кНм/м.пог.)

$$M_{опр} = q_{bf} \cdot \frac{H}{2} \cdot \left(\frac{H}{3} + d\right) + q_a \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} + d\right) + \frac{d^2}{6} \cdot (q_2 + 2 \cdot q_{bf}) - F \cdot H_1, \quad (2.4.9)$$

где q_{bf} , q_2 и q_a – значения бокового давления грунта на уровне подошвы слоя засыпки bf (рис. 2.4.2), прорезаемого слоя 2 и от пригруза q на поверхности засыпки:

$$q_{bf} = \gamma_{bf} \cdot H \cdot \lambda_{a(bf)}; q_2 = q_{bf} + (\gamma_2 \cdot d \cdot \lambda_{a(2)}); q_a = q \cdot \lambda_{a(bf)}, \quad (2.4.10)$$

где λ_a – коэффициент активного давления грунта соответствующего слоя, приближённо принимаемый как $tg^2(45^\circ - \varphi_n/2)$ при соответствующем значении угла внутреннего трения грунта φ_{bf} и φ_2 .

Приведённые формулы позволяют определить необходимость заделки сооружения в основание d при заданных значениях показателей свойств грунта основания и наличии ожидаемых нагрузок (q, F, \dots). Иллюстрация примера определения предельного соотношения основных размеров сооружения D/H , при котором обеспечивается устойчивость сооружения на основании без заделки (то есть переход от гравитационного к полугравитационному типу) при различных значениях предельного давления p_0 и внешней нагрузки F , приведена на рис. 2.4.4.

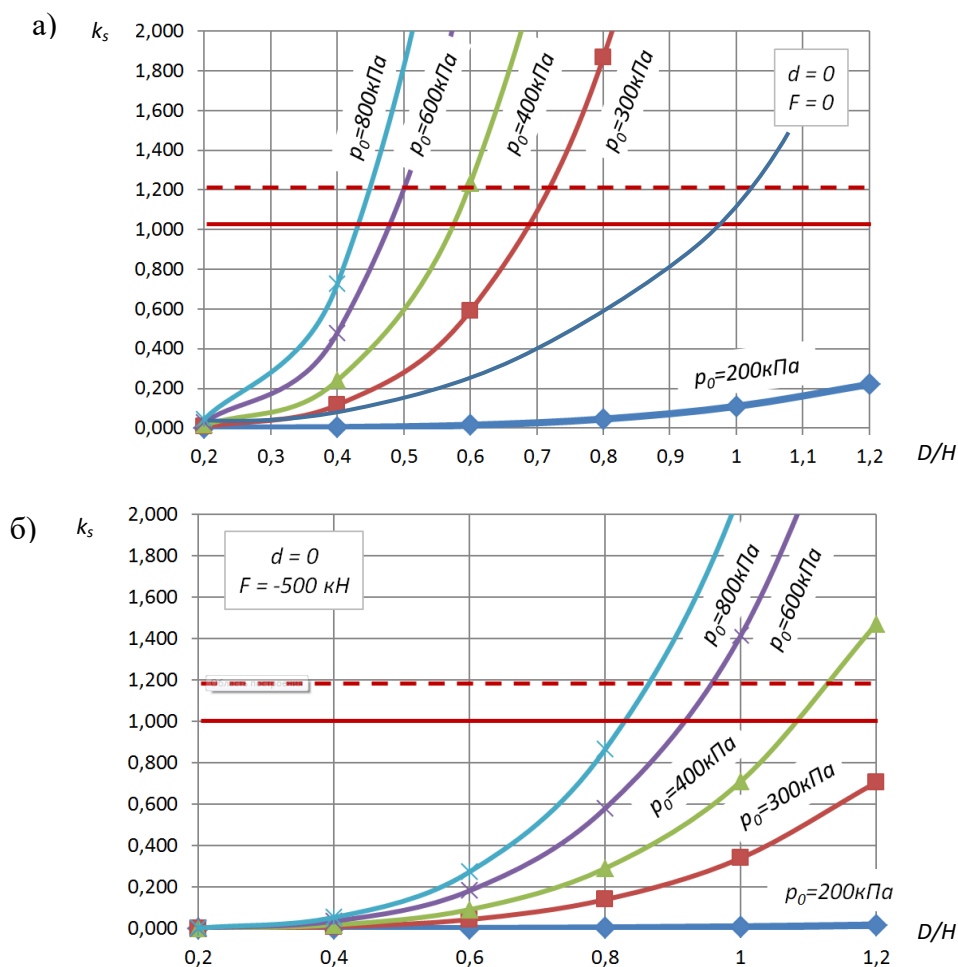


Рисунок 2.4.4 – Пример определения предельных соотношений D/H для гравитационных сооружений

для различных грунтов при $d = 0$; а – для силы $F = 0$; б – для силы $F = - 500$ кН

Требуемая величина заделки d оболочки в грунт при заданных габаритах D, H определяется из условия устойчивости (2.4.8) с использованием выражений (2.4.2 ÷ 2.4.7, 2.4.9, 2.4.10), позволяющих учесть несущую способность основания, свойства прорезаемого грунта и действующие нагрузки.

2.5 Определение области критериальных значений параметров основных элементов системы

С целью определения диапазона основных параметров заполненных грунтом оболочек проведены исследования расчётной модели конструкции внецентренно-нагруженной тонкой оболочки с внутренним наполнителем. Поставлена задача установить диапазон эффективного соотношения основных размеров оболочки (диаметр (ширина) D к высоте H) с учётом соотношения значений показателя деформационных свойств наполнителя и оболочки (соотношение модулей деформации E_{inf} / E_{shell}). Критерий эффективности определяется в результате оценки напряжённого состояния конструкции, при котором внутренние усилия в оболочке распределены наиболее равномерно: радиальные усилия N_R близки по значению усилиям N_M , направленным вдоль образующей оболочки [280].

Расчётная схема – модель. Для целей рассматриваемой задачи исследований принята конструкция, состоящая из оболочки (круговой цилиндр) длиной H , наружным диаметром D с толщиной стенки t , полость которой заполнена однородным материалом меньшей жёсткости. Оболочка является тонкой (соотношение $t/D \leq 1/40$ [312]). Оболочка торцом опирается на жёсткое основание (рис. 2.5.1). Формирование модели заполненной оболочки рассмотрено в Главе 3.

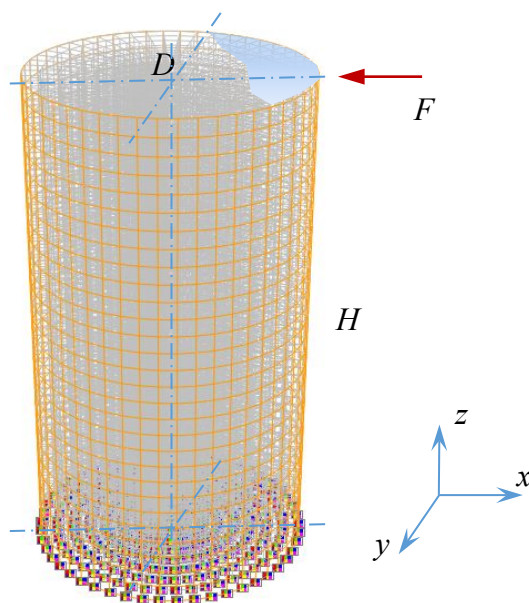


Рисунок 2.5.1 – Модель заполненной оболочки

Нагрузки. Рассматривается внецентренное нагружение защемлённой оболочки: для этого в плоскости верхнего торца оболочки приложена горизонтальная нагрузка F , кН (рис. 2.5.1) [280]. Нагрузка принималась неизменной для всего рассматриваемого диапазона размеров оболочки. Помимо указанной действующей силы в расчёт принимался собственный вес конструкции.

Полость оболочки заполнена сплошным однородным материалом (цилиндр диаметром $D-2t$, высотой h). Конечно-элементная модель оболочки представлена 4-х узловыми пластинами, внутренний наполнитель – упругий цилиндр из объёмных 6-ти и 8-ми узловых элементов. Свойства материала оболочки и материала наполнителя описаны физическими и жесткостными характеристиками – удельным весом γ_{shell} и γ_{inf} , модулем общей деформации E_{shell} и E_{inf} и коэффициентом Пуассона ν_{shell} и ν_{inf} . Перемещения узлов верхнего торца объединены в горизонтальном направлении для возможности равномерного распределения горизонтальной нагрузки, прикладываемой к верху конструкции. Объединены также горизонтальные перемещения узлов внутренней поверхности оболочки и наружной поверхности цилиндра наполнителя [280].

Ограничения. Основные ограничения модели обоснованы стремлением приблизить её к практическим условиям применения. Подразумевается тонкая оболочка из стали; значительно меньшая удельная жёсткость ядра (наполнителя), нежели оболочки; жёсткое крепление оболочки нижним торцом на основании; объединение перемещений верхней грани оболочки и наполнителя ввиду устройства жёсткого оголовка конструкции. Принятая схема нагрузки призвана обеспечить внецентренное нагружение конструкции с формированием максимальных внутренних усилий в области заделки оболочки в основание, а максимальных перемещений – на верхней грани конструкции по направлению действия силы (рис. 2.5.1) [280]. Принято девять значений соотношения размеров конструкции D/H от 0,1 до 1,4 при одинаковой высоте H сооружения (рис. 2.5.2, табл. 2.5.1).

Величина действующей силы ($F = 2000$ кН) принята соизмеримой с возникающими в действительности нагрузками из условия достижения предельных перемещений оболочкой с наименьшим из рассматриваемых диаметров [280].

Таблица 2.5.1 – Параметры модели

№	$D, м$	$H, м$	D/H	$t, м$	$F, кН$
1	20,3	14,5	1,4	0,014	2000
2	17,4		1,2		
3	14,5		1,0		
4	12		0,8		
5	10		0,7		
6	8		0,6		
7	6		0,4		
8	4		0,3		
9	2		0,1		

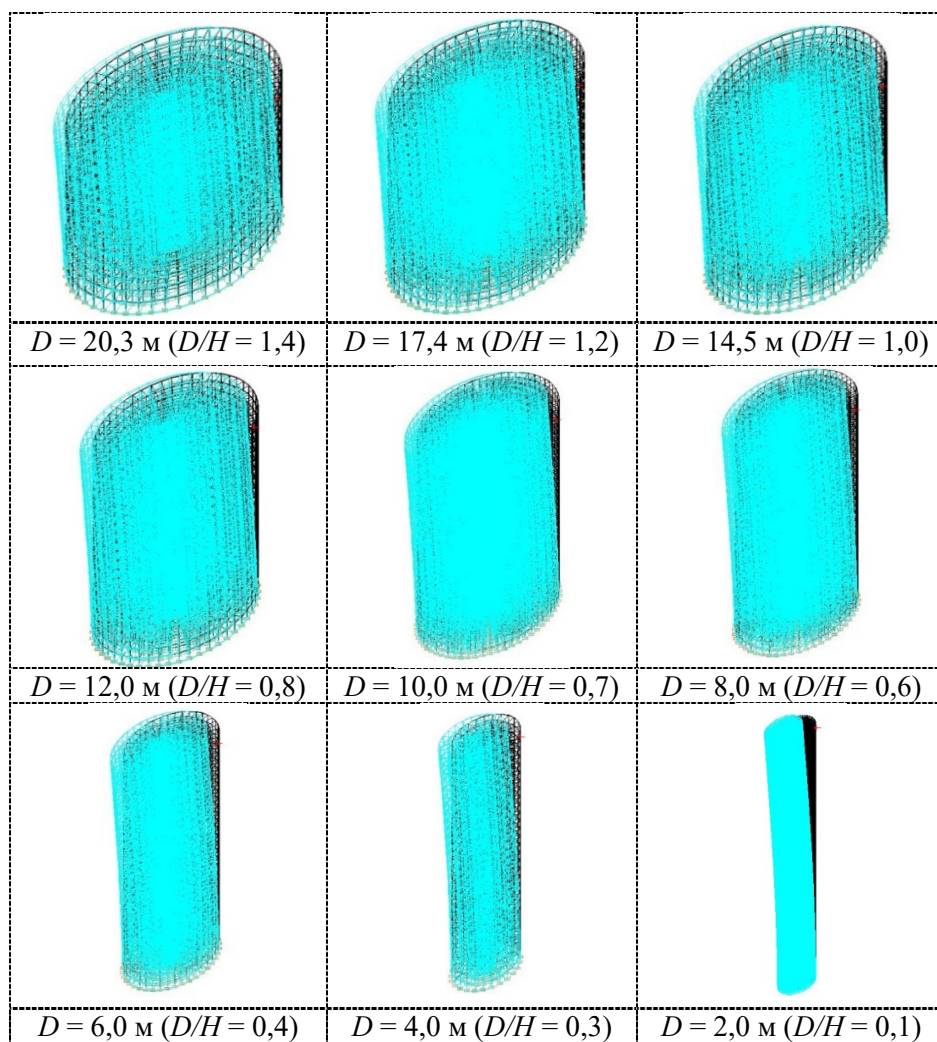


Рисунок 2.5.2 – Исходная и деформированная схема оболочки. Диапазон соотношений D/H для оболочки при равной высоте

Исходные значения параметров модели. Основные размеры, их соотношения и нагрузка представлены в таблице 2.5.1. Модуль деформации оболочки E_{shell} и наполнителя E_{inf} и их соотношения представлены в таблице 2.5.2. Заданные значения коэффициента Пуассона приняты равными: $\nu_{shell} = \nu_{inf} = 0,3$.

Таблица 2.5.2 – Модуль деформации материала оболочки и наполнителя

$E_{inf}, \text{кН/м}^2$	300	3000	30000	300000	3000000	30000000
$E_{shell}, \text{кН/м}^2$	206000000					
E_{inf}/E_{shell}	1,45631E-06	1,45631E-05	0,000145631	0,001456311	0,014563107	0,145631068

Результаты исследования. Для каждой из девяти расчётных схем, отличающихся друг от друга только диаметром оболочки (соотношением D/H), в свою очередь сформированы шесть расчётных схем, отличающихся деформационными свойствами наполнителя (соотношением E_{inf}/E_{shell}). В результате выполнения расчёта для каждой модели установлены (табл. 2.5.3): максимальные радиальные напряжения N_R , кН/м² и радиальная сила T_R , кН/м; радиальные напряжения $N_{R-force}$ от действия сосредоточенной силы, кН/м²; максимальные напряжения по образующей N_M , кН/м²; максимальные перемещения верха конструкции по направлению действия нагрузки w , мм; соотношение усилий (N_M / N_R , $N_{R-force} / N_R$) и относительные смещения w/H .

Согласно поставленным задачам исследования определено рациональное соотношение основных размеров оболочки D/H в зависимости от соотношения деформационных характеристик наполнителя и оболочки (E_{inf}/E_{shell}) из условия оптимального распределения внутренних усилий в оболочке (равенство максимальных усилий по образующей оболочки и радиальных усилий: $N_M / N_R \approx 1$) – рис. 2.5.3, табл. 2.5.4. Заданные диапазоны значений модуля деформации позволяют ориентировочно сгруппировать по свойствам виды внутреннего наполнителя: слабые грунты, прочные грунты, грунтоцементы, слабые бетоны, бетоны (табл. 2.5.4, рис. 2.5.3). Промежуточные значения рационального соотношения оболочки D/H в зависимости от заданного соотношения E_{inf}/E_{shell} могут быть также определены по графику (рис. 2.5.4) [280].

В пространстве трёх координат (N_M / N_R ; D/H ; E_{inf}/E_{shell}) результаты расчёта представлены в виде трёхмерного графика (рис. 2.5.5), на котором прослеживается как область рациональных значений D/H в зависимости от изменения деформационных характеристик наполнителя (табл. 2.5.4), так и вообще область (диапазон) рассматриваемых значений D/H и E_{inf}/E_{shell} , для которой параметры конструкции соответствуют рассматриваемому классу сооружений.

Указанная область значений определяется из следующих рассуждений. Доля радиальных напряжений N_R в соотношении N_M / N_R снижается (в пределах от $N_R = 3 \cdot N_M$ до $N_R = 0,3 \cdot N_M$) по мере уменьшения соотношения D/H , а также по мере роста соотношения E_{inf}/E_{shell} . После достижения верхнего предела этого диапазона ($N_R = 0,3 \cdot N_M$, или $N_M / N_R = 3,3333\dots$ - см. рис. 2.5.5) соотношение остаётся постоянным. Все значения соотношений размеров и характеристик наполнителя и оболочки, входящие в область изменяемых значений соотношения $N_M / N_R \leq 3,33333$, после которого изменения прекращаются, могут быть отнесены к категории конструкций как оболочек с наполнителем (рис. 2.5.5, табл. 2.5.5). При других соотношениях размеров и соотношениях деформационных характеристик конструкции с большей рациональностью могут быть отнесены либо к стержням сплошного сечения, либо к массивам.

Таблица 2.5.3 – Результаты вычислений

			$D, м$	D/H	$t, м$	$N_R, кН/м^2$ (N_x)	$N_m, кН/м^2$ (N_y)	$w, мм$ (по x)	$N_{R-force},$ $кН/м^2$	N_m/N_R	$N_{R-force}/N_R$	w/H	$T_R, кН/м$
$E_{inf} =$	300	$кН/м^2$	1	20,3	1,4	88657,61	28958,34	1,03	1944,67	0,32663	0,021934609	7,1034E-05	1241,207
E_{inf}/E_{shell}	1,456E-06		2	17,4	1,2	81607,48	23733,07	1,44	2862,72	0,29082	0,035079137	9,931E-05	1142,505
			3	14,5	1	64024,21	24130,77	1,73	3854,71	0,3769	0,060207069	0,00011931	896,3389
			4	12	0,8276	53130,69	28397,13	2,42	5660,68	0,53448	0,106542565	0,0001669	743,8297
			5	10	0,6897	41989,61	35092,36	3,45	8182,08	0,83574	0,194859633	0,00023793	587,8545
			6	8	0,5517	35843,96	49433,16	5,58	12822,47	1,37912	0,357730284	0,00038483	501,8154
			7	6	0,4138	30139,19	81710,31	11,09	22876,1	2,7111	0,75901509	0,00076483	421,9487
			8	4	0,2759	52689,4	175631,32	32,4	51880,42	3,33333	0,984646248	0,00223448	737,6516
			9	2	0,1379	204854,68	682848,94	232,85	204234,69	3,33333	0,996973513	0,01605862	2867,966
			$D, м$	D/H	$t, м$	$N_R, кН/м^2$ (N_x)	$N_m, кН/м^2$ (N_y)	$w, мм$ (по x)	$N_{R-force},$ $кН/м^2$	N_m/N_R	$N_{R-force}/N_R$	w/H	$T, кН/м$
$E_{inf} =$	3000	$кН/м^2$	1	20,3	1,4	83650,21	24355,03	1,03	1930,41	0,29115	0,023077169	7,1034E-05	1171,103
E_{inf}/E_{shell}	1,456E-05		2	17,4	1,2	77659,58	23068,99	1,43	2845,7	0,29705	0,036643258	9,8621E-05	1087,234
			3	14,5	1	61605,85	23706,07	1,73	3836,87	0,3848	0,062280936	0,00011931	862,4819
			4	12	0,8276	51419,19	28077,29	2,42	5640,04	0,54605	0,109687453	0,0001669	719,8687
			5	10	0,6897	40746,72	34838,99	3,45	27194,1	0,85501	0,667393596	0,00023793	570,4541
			6	8	0,5517	35031,6	49240,18	5,57	12795,14	1,40559	0,365245664	0,00038414	490,4424
			7	6	0,4138	29637,3	81553,13	11,07	22843,8	2,75171	0,770778715	0,00076345	414,9222
			8	4	0,2759	52644,5	175481,66	32,39	51840,14	3,33333	0,984720911	0,00223379	737,023
			9	2	0,1379	204790,07	682633,57	232,79	204170,75	3,33333	0,99697583	0,01605448	2867,061

			D, m	D/H	t, m	$N_R, \kappa H/M^2$ (Nx)	$N_m, \kappa H/M^2$ (Ny)	w, mm (по x)	$N_{R-force}, \kappa H/M^2$	N_m/N_R	$N_{R-force}/N_R$	w/H	$T_R, \kappa H/M$
$E_{inf} =$	30000	$\kappa H/M^2$	1	20,3	1,4	56225,25	16904,34	0,97	1809,6	0,30065	0,032184828	6,6897E-05	787,1535
E_{inf}/E_{shell}	0,0001456		2	17,4	1,2	54389,12	18916,99	1,37	2701,73	0,34781	0,049674089	9,4483E-05	761,4477
			3	14,5	1	45889,47	20756,04	1,79	3681,24	0,45231	0,080219711	0,00012345	642,4526
			4	12	0,8276	39804,58	25698,02	2,35	5457,06	0,6456	0,137096284	0,00016207	557,2641
			5	10	0,6897	33821,59	32841,97	3,38	7943,7	0,97104	0,234870685	0,0002331	473,5023
			6	8	0,5517	28943,37	47585,65	5,49	12542,95	1,6441	0,433361768	0,00037862	405,2072
			7	6	0,4138	25342,47	80102,71	10,97	22537,09	3,16081	0,88930124	0,00075655	354,7946
			8	4	0,2759	52207,97	174026,56	32,21	51040,84	3,33333	0,977644601	0,00222138	730,9116
			9	2	0,1379	204148,53	680495,1	232,24	203535,8	3,33333	0,996998607	0,01601655	2858,079

			D, m	D/H	t, m	$N_R, \kappa H/M^2$ (Nx)	$N_m, \kappa H/M^2$ (Ny)	w, mm (по x)	$N_{R-force}, \kappa H/M^2$	N_m/N_R	$N_{R-force}/N_R$	w/H	$T, \kappa H/M$
$E_{inf} =$	300000	$\kappa H/M^2$	1	20,3	1,4	20323,61	7514,08	0,63	1165,49	0,36972	0,057346603	4,3448E-05	284,5305
E_{inf}/E_{shell}	0,0014563		2	17,4	1,2	22123,9	10013,52	0,97	1885,97	0,45261	0,08524582	6,6897E-05	309,7346
			3	14,5	1	20037,14	12652,46	1,26	2737,22	0,63145	0,13660732	8,6897E-05	280,52
			4	12	0,8276	19477,04	17707,61	1,89	4291,76	0,90915	0,220349704	0,00013034	272,6786
			5	10	0,6897	18768,11	24847,36	2,83	6522,49	1,32391	0,347530465	0,00019517	262,7535
			6	8	0,5517	17592,61	39077,66	4,83	10771,16	2,22125	0,612254805	0,0003331	246,2965
			7	6	0,4138	21155,58	70518,58	10,05	20203,88	3,33333	0,955014233	0,0006931	296,1781
			8	4	0,2759	48605,07	162016,89	30,56	48091,02	3,33333	0,989423943	0,00210759	680,471
			9	2	0,1379	197839,8	659466,01	226,75	197368,44	3,33333	0,997617466	0,01563793	2769,757

			<i>D, м</i>	<i>D/H</i>	<i>t, м</i>	<i>N_R, кН/м² (N_x)</i>	<i>N_m, кН/м² (N_y)</i>	<i>w, мм (по x)</i>	<i>N_{R-force}, кН/м²</i>	<i>N_m/N_R</i>	<i>N_{R-force}/N_R</i>	<i>w/H</i>	<i>T, кН/м</i>	
<i>E_{inf}=</i>	3000000	кН/м ²	1	20,3	1,4		2717,96	2265,42	0,14	263,15	0,8335	0,096818938	9,6552E-06	38,05144
<i>E_{inf}/E_{shell}</i>	0,0145631		2	17,4	1,2		3208,35	3114,55	0,25	486,18	0,97076	0,151535836	1,7241E-05	44,9169
			3	14,5	1		3114,1	4093,64	0,38	801,84	1,31455	0,257486914	2,6207E-05	43,5974
			4	12	0,8276		3295,45	6236,47	0,65	1443,14	1,89245	0,437918949	4,4828E-05	46,1363
			5	10	0,6897	0,014	3418,84	9684,06	1,12	2484,53	2,83256	0,726717249	7,7241E-05	47,86376
			6	8	0,5517		5224,03	17413,44	2,25	4790,53	3,33333	0,917018088	0,00015517	73,13642
			7	6	0,4138		11113,15	37043,82	5,58	10662,91	3,33333	0,959485834	0,00038483	155,5841
			8	4	0,2759		30901,5	103005	20,46	30672,02	3,33333	0,992573823	0,00141103	432,621
			9	2	0,1379		155977,15	519923,83	184,6	155559,51	3,33333	0,997322428	0,01273103	2183,68

			<i>D, м</i>	<i>D/H</i>	<i>t, м</i>	<i>N_R, кН/м² (N_x)</i>	<i>N_m, кН/м² (N_y)</i>	<i>w, мм (по x)</i>	<i>N_{R-force}, кН/м²</i>	<i>N_m/N_R</i>	<i>N_{R-force}/N_R</i>	<i>w/H</i>	<i>T, кН/м</i>	
<i>E_{inf}=</i>	30000000	кН/м ²	1	20,3	1,4		361,06	1203,54	0,02	30,36	3,33335	0,084085748	1,3793E-06	5,05484
<i>E_{inf}/E_{shell}</i>	0,1456311		2	17,4	1,2		416,01	1386,71	0,03	58,24	3,33336	0,139996635	2,069E-06	5,82414
			3	14,5	1		435,59	1451,95	0,05	100,45	3,3333	0,230606763	3,4483E-06	6,09826
			4	12	0,8276		528,72	1762,4	0,09	191,45	3,33333	0,362100923	6,2069E-06	7,40208
			5	10	0,6897	0,014	689,89	2299,64	0,16	351	3,33334	0,508776762	1,1034E-05	9,65846
			6	8	0,5517		1088,56	3628,54	0,36	748,07	3,33334	0,687210627	2,4828E-05	15,23984
			7	6	0,4138		2268,57	7561,88	1,04	1925,82	3,33332	0,848913633	7,1724E-05	31,75998
			8	4	0,2759		7218,84	24062,81	4,81	6927,23	3,33333	0,959604313	0,00033172	101,0638
			9	2	0,1379		53884,95	179616,49	64,96	53544,04	3,33333	0,993673373	0,00448	754,3893

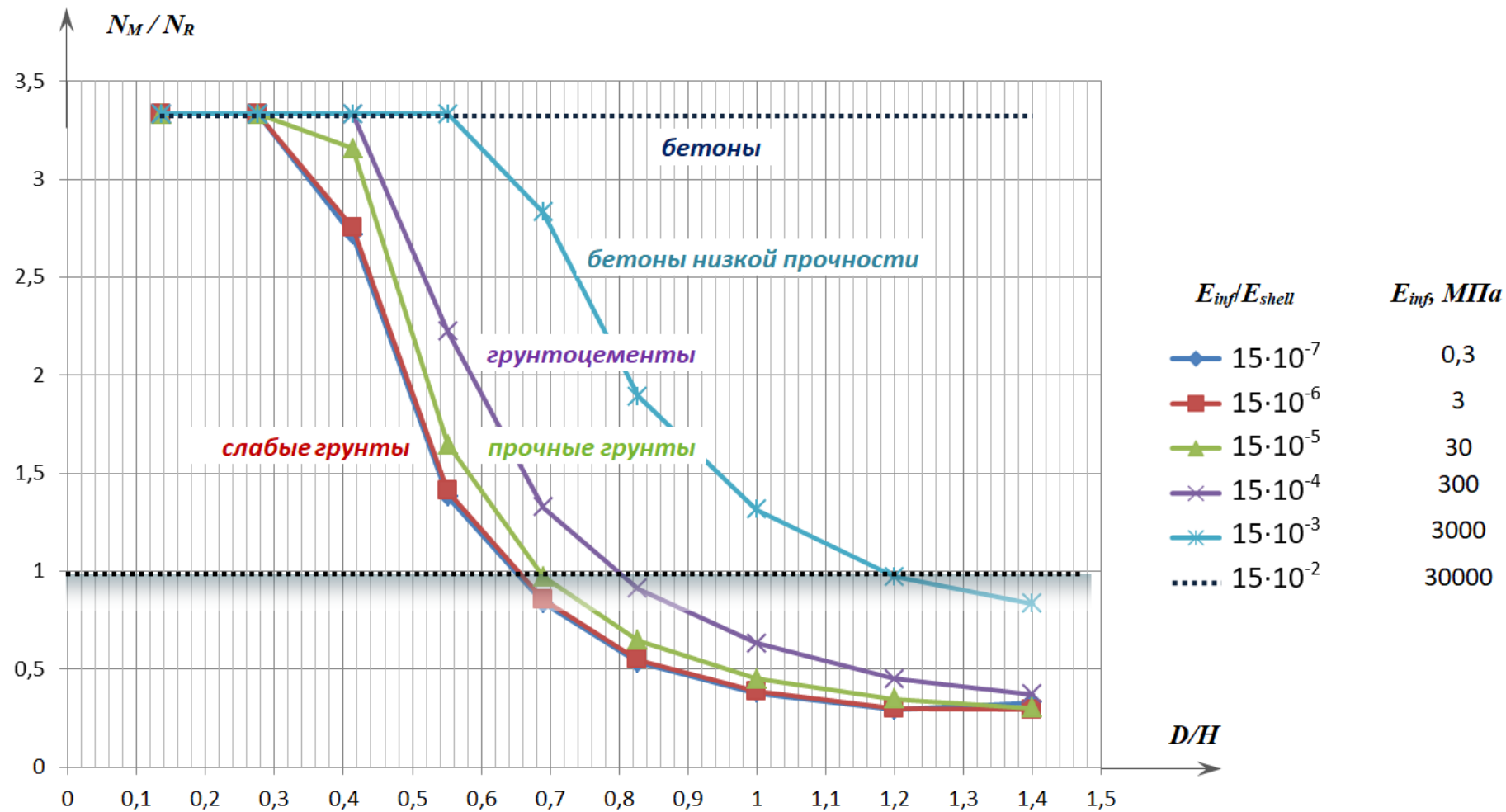


Рисунок 2.5.3 – Соотношение усилий в оболочке (N_M / N_R) в зависимости от соотношения основных размеров конструкции (D/H) и деформационных свойств наполнителя и оболочки (E_{inf}/E_{shell})

Таблица 2.5.4 – Соотношение D/H с учётом деформационных свойств наполнителя

Название	Соотношение	D/H (рац.) (рис. 2.5.3)
	E_{inf}/E_{shell}	
Слабые грунты	1,45631E-05	0,65
Прочные грунты	0,000145631	0,70
Грунтоцементы	0,001456311	0,80
Слабые бетоны	0,014563107	1,20
Бетоны	0,145631068	-

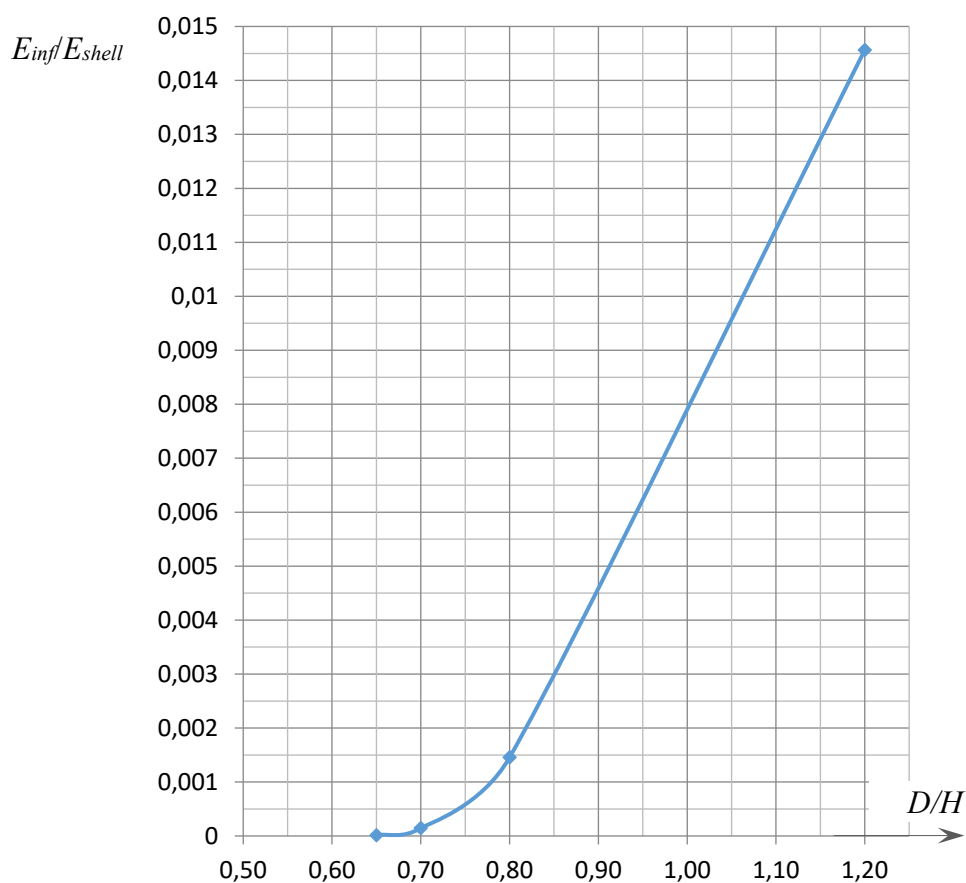


Рисунок 2.5.4 – Соотношение D/H из условия равномерного распределения внутренних усилий в оболочке

Таблица 2.5.5 – Соотношения D/H и E_{inf}/E_{shell} для заполненных оболочек

E_{inf}/E_{shell}	D/H
$\leq 0,00015$	$\geq 0,3$
$(0,00015, 0,0015)$	$\geq 0,4$
$(0,0015, 0,015)$	$\geq 0,55$
$\geq 0,015$	не относится

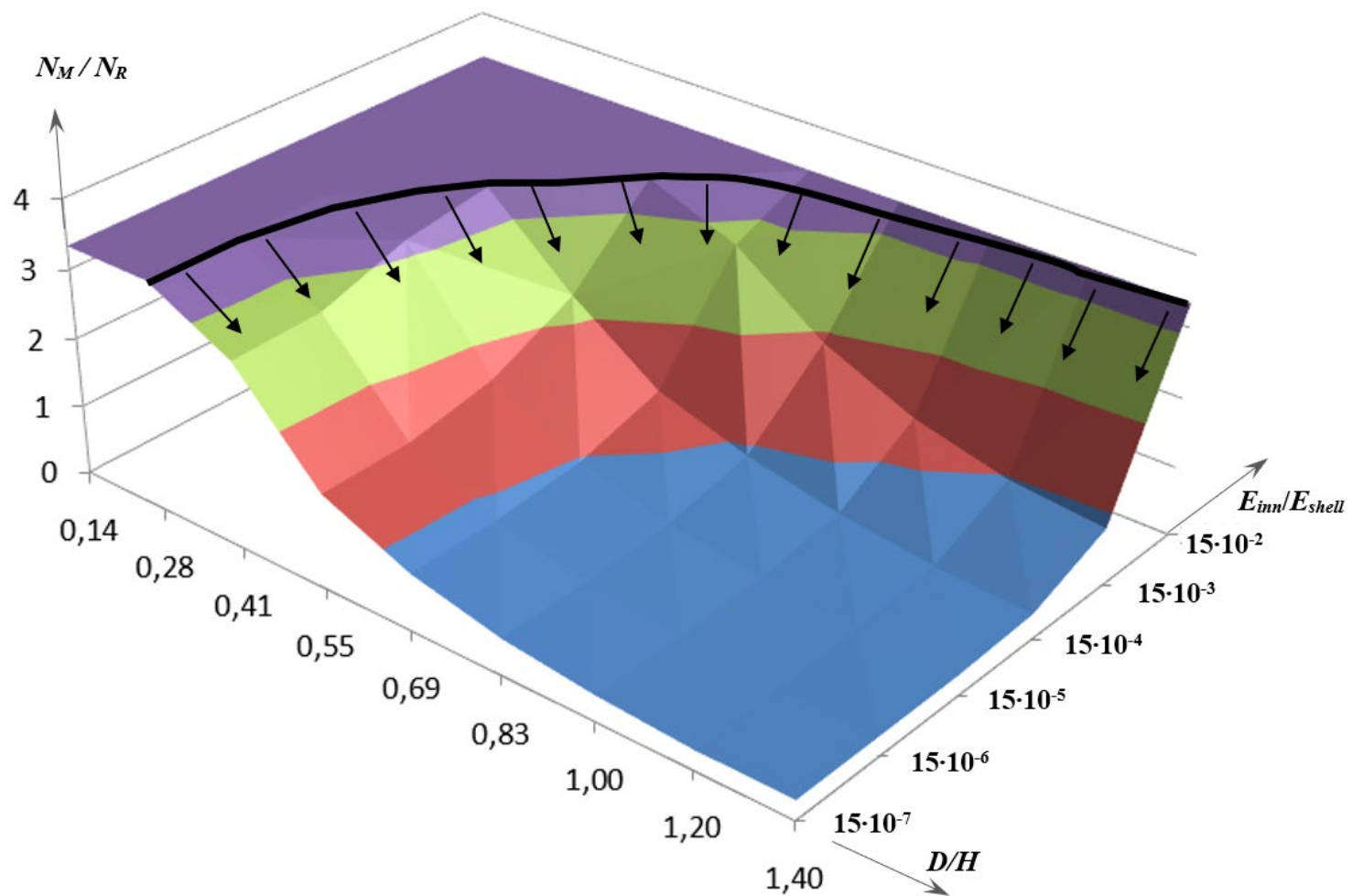


Рисунок 2.5.5 – Пространственное изображение области значений $((N_M / N_R), (D/H), (E_{inn}/E_{shell}))$, соответствующих типу конструкций «оболочка с наполнителем»

Обобщения и выводы. В разделе проведены исследования расчётной модели конструкции тонкой оболочки с внутренним наполнителем. В ходе исследований варьировались следующие параметры модели: соотношение основных размеров конструкции (D/H) и соотношение показателей деформационных свойств оболочки и наполнителя (E_{inf}/E_{shell}). Все прочие параметры конструкции (условия нагружения, закрепления и прочие ограничения) оставались неизменными.

В результате исследований:

1. установлен диапазон эффективного соотношения основных размеров оболочки (D/H) с учётом соотношения значений показателя деформационных свойств оболочки и наполнителя (соотношение модулей деформации E_{inf} / E_{shell}), исходя из условия оптимального распределения усилий в оболочке ($N_M / N_R \approx 1$). Такое соотношение установлено для укрупнённых групп внутреннего наполнителя, выделенных по величине значений показателей деформационных характеристик (табл. 2.5.4, рис. 2.5.3);

2. установлены диапазоны соотношений геометрических (D/H), жесткостных (E_{inf} / E_{shell}) и механических параметров (N_M / N_R), при которых принимаемая конструкция относится к классу заполненных оболочек: критерием служит диапазон изменяемых значений $N_M / N_R \leq const$ (табл. 2.5.5, рис. 2.5.5), при этом установлена рекомендуемая толщина стенки оболочки t , составляющая $0,1 \div 0,5$ % от диаметра (ширины) D .

Полученные результаты позволяют определить область эффективных значений размеров и характеристик оболочки и наполнителя, и осуществлять подбор параметров конструкции исходя из заданных условий и критерия равномерности распределения усилий в оболочке.

2.6. Выводы по Главе 2

Выводы к разделу 2.1

На основе анализа опыта и возможности применения заполненных оболочек в проектах гидротехнических сооружений составлена классификация гидротехнических сооружений из оболочек с наполнителем по признаку функционального назначения. По критерию принятого способа сохранения устойчивости положения такие сооружения по большей части относятся к гравитационным либо полугравитационным, частично заглублённым в грунт основания. При этом для целей расчётного моделирования такие сооружения могут быть сгруппированы в отдельную категорию, для которой в независимости от назначения сооружения, основа расчётной схемы несущей конструкции (*базовая модель*) представляется как система внецентренно-нагруженных тонких оболочек, заполненных сыпучим телом, воспринимающих типовые (характерные для конструкции) и специфические (характерные для типа сооружения и/или места строительства) нагрузки и воздействия, и закреплённые на грунтовом основании

Выводы к разделу 2.2

Выделена основная особенность оболочки с наполнителем как конструкции, которая заключается в использовании двух основных различных по своим свойствам сред, физические и математические модели которых принципиально различаются. Основные физические свойства оболочки позволяют использовать для её описания модель твёрдого тела, в то время как для описания поведения наполнителя более обосновано применение модели сыпучей или связной среды.

Основное условие проектной работы заполненной оболочки заключается в необходимости обеспечения совместной работы наполнителя и оболочки как единой цельной конструкции, что требует обоснованного описания характера этого взаимодействия при формировании математической модели сооружения. Описание взаимодействия внутренней поверхности оболочки и среды наполнителя остаётся наиболее сложной задачей исследования конструкций из оболочек.

Выделены основные требования к конструктивным свойствам заполненных оболочек, направленные на обеспечение надёжной работы сооружения для конкретных условий эксплуатации. Помимо общего требования обеспечения совместной работы системы конструкций, образующих сооружение, приведено условие совместности работы отдельных компонентов конструкции, а также требование близкой по значению долговечности материала оболочки и материала наполнителя, обеспечиваемой в зависимости от капитальности сооружения и предполагаемого срока его службы.

Выводы к разделу 2.3

Предложена система конструктивных решений заполненных оболочек, в качестве основных признаков систематизации конструкций в которой приняты материал и способ формирования оболочки, способ опирания оболочки на грунт, конфигурация поперечного и продольного сечений оболочки, а также наличие дополнительных конструктивных устройств. В условиях сравнительно слабых сжимаемых грунтов основания шельфовой зоны арктических морей [157] устройство специально подготовленного искусственного основания (т.н. «каменных постелей») затруднено, а производство и транспортировка массивных железобетонных конструкций, как правило, невозможны ввиду удалённости объекта [62]. В указанных условиях стальные тонкостенные оболочки большого диаметра, частично заглублённые в грунт основания, имеют значительные преимущества перед другими видами несущих конструкций [62]. В связи с относительной простотой изготовления цилиндрические оболочки являются наиболее распространённым типом конструкции как цельнолистовых, так и шпунтовых оболочек (ячеек): их применение позволяет значительно сократить сроки производства работ, обеспечить долговечность и экономичность конструкции.

Факторы, на основании которых на ранней стадии проектирования предпочтение отдаётся цельным оболочкам, либо оболочкам из шпунта, могут быть объединены в три основные группы [283]: опыт работы фирмы, наличие необходимого оборудования; финансовое обоснование, связанное с удалённостью объекта и наличием необходимой инфраструктуры; оптимальное соответствие проекта условиям строительства и эксплуатации. Для инженеров наиболее интересна третья группа факторов, отражающих особенности работы сооружения, как строительной конструкции, и позволяющих подобрать оптимальное решение в зависимости от условий строительной площадки и параметров эксплуатации будущего объекта. Эти факторы определяют «нишу» условий, для которых один из вариантов конструкции будет более предпочтителен, чем другой.

Выбор конструкции оболочки, наиболее приемлемой для решения конкретной инженерной задачи возведения сооружения, основан на предварительном анализе значительного количества факторов и в большинстве случаев не может быть выполнен по пошаговой типовой схеме.

Выводы к разделу 2.4

Приведена классификация расчётных моделей сооружений из заполненных оболочек, выполненная по признаку вовлечения грунта основания в обеспечение устойчивости сооружения. Классификация с использованием предложенного критерия (отражающего долю удерживающего момента на уровне подошвы сооружения, обеспечиваемого собственным весом сооружения), относит сооружение к категории массивных, полумассивных сооружений,

либо тонких стенок, что позволяет определиться с предварительным выбором расчётной схемы сооружения. При этом во внимание принимаются не только заданные габариты конструкции и технологические нагрузки, но и физико-механические свойства грунтового основания. Приведены формулы, позволяющие для сооружения заданных габаритов и воспринимающего заданные нагрузки, оценить необходимость заделки в грунт основания и определить требуемую величину заделки с учётом взаимодействия заглублённой части сооружения с окружающим грунтом.

Предложена последовательность, позволяющая на ранних стадиях проектирования определить расчётную схему сооружения с учётом основных исходных расчётных параметров: предполагаемых габаритов сооружения, действующих нагрузок и свойств грунтового основания. На основе предложенных соотношений приведён пример классификации сооружения и выбора расчётной схемы в зависимости от его габаритов, глубины заделки и величины расчётного сопротивления грунта основания. Показаны предельные соотношения основных размеров конструкции, при которых возникает необходимость заделки сооружения в грунт, приведены зависимости для определения глубины заделки.

Выводы к разделу 2.5

В результате исследований расчётной модели конструкции тонкой цилиндрической оболочки с внутренним наполнителем установлен диапазон эффективного соотношения основных размеров оболочки с учётом деформационных свойств наполнителя и оболочки. Соотношение установлено для укрупнённых групп внутреннего наполнителя, выделенных по величине значений показателей деформационных характеристик. Критерий эффективности определяется в результате оценки напряжённого состояния конструкции, исходя из требования наиболее равномерного распределения усилий в оболочке. Приведённые результаты исследований позволяют определить область эффективных значений соотношений размеров и характеристик оболочки и наполнителя, и осуществлять подбор параметров конструкции исходя из заданных условий и критерия равномерности распределения усилий в оболочке.

Глава 3. Математическое моделирование тонких оболочек с грунтовым наполнителем в составе гидротехнических сооружений

3.1. Описание напряжённого и деформированного состояния конструкции на основе решений теории оболочек

Тонкая оболочка, заполненная грунтом и установленная на сжимаемое грунтовое основание – сложное инженерное сооружение, обладающее рядом особенностей в части описания взаимодействия материала оболочки с внутренним наполнителем и грунтом основания. Конструкция является пространственной многократно статически неопределимой системой. С учётом конструктивных особенностей в части возможности восприятия усилий напряжённое состояние оболочек вообще принято относить к трём основным видам: безмоментное, полубезмоментное и моментное [44, 69, 85, 87, 97, 173, 312].

Виды напряжённого состояния заполненной оболочки

В зависимости от характера загрузки и основных размеров оболочки выделяют следующие виды напряжённо-деформированного состояния оболочечной конструкции [147]:

1. При соотношении основных размеров сечения оболочки (толщина оболочки t к диаметру D срединной поверхности) $t/D > 0,1$ [312], и, как правило, на стадии предварительных расчётов, рассматриваются:

А. «нулевое» напряжённо-деформированное состояние – при действии осесимметричных нагрузок, не вызывающих моментного состояния в продольном направлении. При этом предполагается, что торцы оболочки – свободны, и условия закрепления на основании не оказывают влияния на величину внутренних усилий в оболочке;

Б. напряжённо-деформированное состояние пустотелой балки, поперечное сечение которой соответствует поперечному сечению оболочки (как правило, кольцевое сечение). При этом совместная работа оболочки и наполнителя не рассматривается. Оба указанных случая в строительстве соответствуют, в основном, оболочкам с толстыми стенками, выполненным, как правило, из сборного или монолитного железобетона¹. При этом в случае «А» в оболочке определяется поперечное нормальное усилие T от действия горизонтального нормального давления σ_x – давления наполнителя на внутренние стенки

¹ нулевое напряжённое состояние при оценке прочности тонких (тонкостенных) оболочек (при $t/D \leq 0,1$) рассматривается для хранилищ жидких и газообразных сред (котлы, резервуары, газгольдеры и др.) и трубопроводов.

оболочки, и кольцевое (окружное) напряжение σ_t в теле оболочки:

$$T = \sigma_x \cdot R_{in}; \quad \sigma_t = \frac{T}{t} \quad (3.1.1)$$

При этом для определения перемещений (увеличение внутреннего радиуса R_{in} цилиндрической оболочки) в предварительных расчётах можно использовать формулу [250]:

$$\Delta_r = \frac{\sigma_t \cdot R_{in}}{E}, \quad (3.1.2)$$

где E – модуль упругости материала.

В случае «Б» усилия и перемещения могут быть определены известными методами сопротивления материалов [57]. В частности, продольное нормальное N и сдвигающее S усилие пустотелой балки кольцевого сечения определяются следующим образом:

$$N = \frac{M_z}{\pi \cdot R^2} \cdot \cos \beta, \quad (3.1.3)$$

$$S = \frac{\Sigma_z}{\pi \cdot R} \cdot \sin \beta, \quad (3.1.4)$$

где M_z – момент всех сил, действующих на оболочку в расчётном горизонтальном сечении z ;

Σ_z – сумма всех горизонтальных сил, действующих на оболочку в расчётном горизонтальном сечении z ;

R_{cp} – радиус срединной поверхности оболочки;

β – угол, определяющий положение точки на поверхности оболочки.

2. При соотношении основных размеров сечения оболочки $t/R \leq 0,1$, и целесообразности учёта совместной работы тонкой оболочки и внутреннего наполнителя рассматривается *дополнительное напряжённо-деформированное состояние* оболочки, более полно отражающее действительную работу оболочечной конструкции с наполнителем. В данном случае оболочка рассматривается как тонкостенная пространственная система, работающая совместно со средой внутреннего наполнителя.

Аналитическое решение

Методы расчёта дополнительного напряжённого и деформированного состояния (НДС) оболочки основываются на положениях технической теории расчёта оболочек (В.З. Власов, 1949 [87]). В качестве математической модели оболочки принимается безмоментная либо полубезмоментная цилиндрическая оболочка. В качестве математической модели внутреннего заполнителя и основания принята модель, подчиняющаяся гипотезе о прямой зависимости между напряжениями и деформациями. Характеристики наполнителя постоянны по всей высоте оболочки (модуль деформации E и коэффициент Пуассона μ). Далее кратко приведён метод определения дополнительного напряженно-деформированного состояния цилиндрических оболочек на основе полубезмоментной теории.

В рассматриваемом решении (Рис. 3.1.1) внутренние перемещения оболочки: ω (радиальные), u (вертикальные) и v (тангенциальные) и усилия N , S , M , Q и T представляют собой функцию от угловой координаты β и определяются в виде тригонометрических рядов [87]:

$$\left. \begin{aligned} \omega(\alpha, \beta) &= \sum_n \omega_n(\alpha) \cos n\beta \\ u(\alpha, \beta) &= \sum_n u_n(\alpha) \cos n\beta \\ v(\alpha, \beta) &= \sum_n v_n(\alpha) \cos n\beta \\ N(\alpha, \beta) &= \sum_n N_n(\alpha) \cos n\beta \\ S(\alpha, \beta) &= \sum_n S_n(\alpha) \cos n\beta \\ M(\alpha, \beta) &= \sum_n M_n(\alpha) \cos n\beta \\ Q(\alpha, \beta) &= \sum_n Q_n(\alpha) \cos n\beta \\ T(\alpha, \beta) &= \sum_n T_n(\alpha) \cos n\beta \end{aligned} \right\}, \quad (3.1.5)$$

здесь n – номер члена тригонометрического ряда.

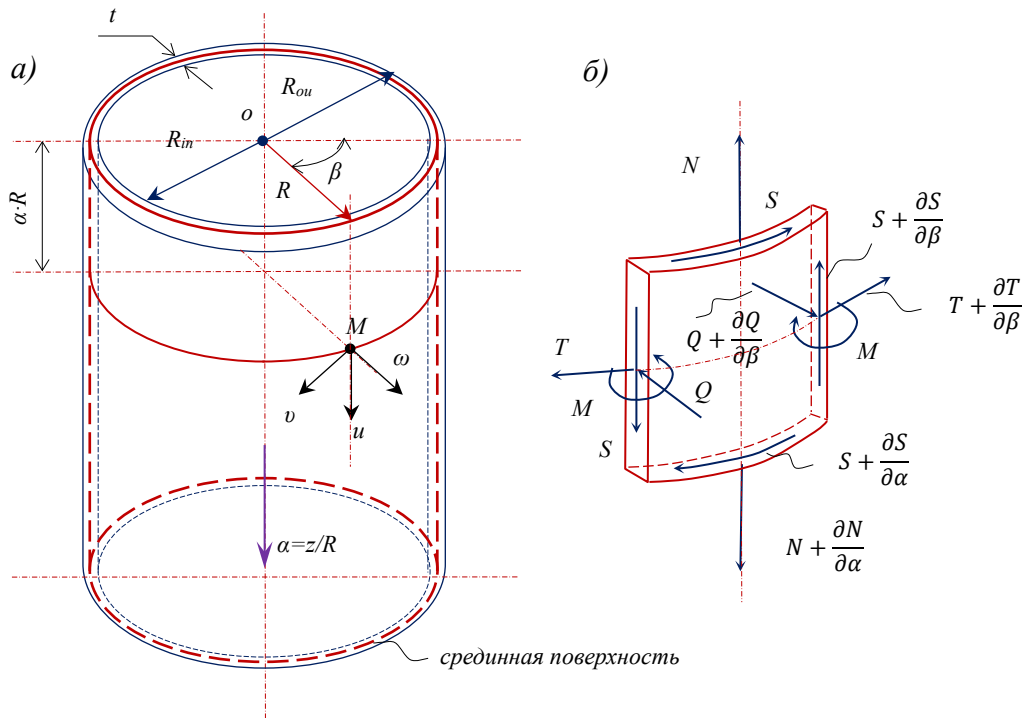


Рисунок 3.1.1 – Схема к определению внутренних усилий и перемещений оболочки
 а – схема цилиндрической оболочки; б – равновесие элемента срединной поверхности

Коэффициенты тригонометрических рядов для основных перемещений и усилий для заданной точки поверхности оболочки представляются методом начальных параметров (В.З. Власов, 1962 [85]):

$$\left. \begin{aligned} v_n(\alpha) &= v_0 K_{vv}(\alpha) + u_0 K_{vu}(\alpha) + N_0 K_{vN}(\alpha) + S_0 K_{vS}(\alpha) - F_v; \\ u_n(\alpha) &= v_0 K_{uv}(\alpha) + u_0 K_{uu}(\alpha) + N_0 K_{uN}(\alpha) + S_0 K_{uS}(\alpha) - F_u; \\ N_n(\alpha) &= v_0 K_{Nv}(\alpha) + u_0 K_{Nu}(\alpha) + N_0 K_{NN}(\alpha) + S_0 K_{NS}(\alpha) - F_N; \\ S_n(\alpha) &= v_0 K_{Sv}(\alpha) + u_0 K_{Su}(\alpha) + N_0 K_{SN}(\alpha) + S_0 K_{SS}(\alpha) - F_S. \end{aligned} \right\} \quad (3.1.6)$$

здесь v_0, u_0, N_0, S_0 – значения усилий и перемещений в нулевом сечении для каждого члена тригонометрического ряда (начальные параметры оболочки). Неизвестные начальные параметры определяются из граничных условий. К примеру, для случая свободного верхнего торца ячейки граничные условия представлены следующим образом:

$$N(\alpha) = S(\alpha) = 0; \quad \alpha = 0, \quad (3.1.7)$$

для случая жёсткого защемления верхнего торца оболочки (жёсткого оголовка) граничные

условия примут вид:

$$v(\alpha) = u(\alpha) = 0; \alpha = 0, \quad (3.1.8)$$

F_v, F_u, F_N, F_S – грузовые члены, связывают усилия и перемещения с внешней нагрузкой и помимо прочего зависят от характеристик грунта внутреннего наполнения оболочки.

Для определения напряжённо-деформированного состояния внутреннего наполнителя может быть применён метод перемещений, при котором за основные неизвестные принимаются перемещения v, u, ω произвольной точки наполнителя M и далее нормальные и касательные напряжения вычисляются через перемещения известными формулами как для упругого основания. Такой подход приводит к составлению сложной системы уравнений, выражающих связь между деформациями оболочки и возникающими реактивными давлениями упругого внутреннего наполнителя оболочки, и реализован для случая безмоментных оболочек при $M = 0; Q = 0$ (Селивёрстов, 1987 [229]).

При сохранении заданных начальных условий вводится условная приведённая жёсткость оболочки b , учитывающая упругое заполнение, которая может быть определена по формуле (Николау и др., 1975 [179]):

$$b = \sqrt[4]{\frac{n^4(n^2 - 1)^2 + t^2}{12R^2} + \frac{E_{soil}^* \cdot R \cdot n^3 \cdot O_n}{E_{shell} \cdot t}}, \quad (3.1.9)$$

здесь E_{soil}^* – модуль общей деформации внутреннего наполнителя оболочки, равный $E_{soil}/(1-\nu)$, где ν – коэффициент Пуассона для наполнителя.

O_n – интегральный коэффициент, который характеризует упругое заполнение оболочки и определяется в зависимости от номера члена тригонометрического ряда n и коэффициента $\nu_0 = \nu/(1-\nu)$:

$$O_n = r_n + n \cdot t_n, \quad (3.1.10)$$

при $r_n = \frac{(1-\nu_0)+n^2(0.5-\nu_0)}{n(1-\nu_0^2)}$, and $t_n = \frac{2+n^2-3\nu_0}{2(1-\nu_0^2)}$.

С учётом вышеизложенного грузовые члены (3.1.6) определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} F_v &= -\frac{n^3 R^2 p_n}{b^4 E \cdot t} \left[L_1 (1 - A) + L_2 \left(\alpha - \frac{2\sqrt{2}}{b} B \right) \right]; \\ F_u &= -\frac{n^2 R^2 p_n}{b^3 E \cdot t} \left[2\sqrt{2} \cdot D L_1 + (1 - A) \frac{L_2}{b} \right]; \\ F_N &= -\frac{2n^2 R p_n}{b^2} \left(C L_1 + \frac{\sqrt{2}}{b} D L_2 \right); \\ F_S &= -\frac{2n R p_n}{b} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} B \cdot L_1 + \frac{C}{b} L_2 \right). \end{aligned} \right\} \quad (3.1.11)$$

здесь p_n – коэффициент разложения внешней нагрузки на оболочку в тригонометрический ряд: $p_n = 2^n/\pi n$; L_1 – интенсивность нагрузки, собранной с 1 м по высоте оболочки в нулевом сечении (отметка верха) [тс/м]; L_2 – тангенс угла наклона эпюры бокового давления грунта: $L_2 = \operatorname{tg}\psi$; A, B, C, D – гиперболо-круговые функции, применяемые для расчёта балок на упругом основании (Уманский и др., 1960 [254]).

Функции влияния K_{vv} и другие (3.1.6) зависят от приведённой жёсткости оболочки b и значений гиперболо-тригонометрических функций $A \dots D$ (табл. 3.1.1).

Таблица 3.1.1 – Выражения для вычислений функций влияния [85]

	v_0	u_0	N_0	S_0
$v(\alpha)$	$K_{vv} = A$	$K_{vu} = \frac{n\sqrt{2}}{b} B$	$K_{vN} = \frac{2nR}{Ehb^2} C$	$K_{vS} = -\frac{4Bn^2}{Ehb^3\sqrt{2}} D$
$u(\alpha)$	$K_{uv} = -\frac{4b}{n\sqrt{2}} D$	$K_{uu} = A$	$K_{uN} = \frac{2R}{Ehb\sqrt{2}} B$	$K_{uS} = -\frac{2nR}{Ehb^2} C$
$N(\alpha)$	$K_{Nv} = -\frac{2Ehb^2}{nR} C$	$K_{Nu} = -\frac{4Ehb}{R\sqrt{2}} D$	$K_{NN} = A$	$K_{NS} = -\frac{n\sqrt{2}}{b} B$
$S(\alpha)$	$K_{Sv} = \frac{2Ehb^3}{n^2 R\sqrt{2}} B$	$K_{Su} = \frac{2Ehb^2}{nR} C$	$K_{SN} = \frac{4b}{n\sqrt{2}} D$	$K_{SS} = A$

Оставшиеся коэффициенты тригонометрических рядов (3.1.5) связаны с величинами $\omega_n(\alpha)$ и $v_n(\alpha)$ и могут быть определены следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \omega_n(\alpha) &= n \cdot v_n(\alpha); \\ M_n(\alpha) &= (n^2 - 1) \frac{E \cdot t}{12R^2} \omega_n(\alpha); \\ Q_n(\alpha) &= n(n^2 - 1) \frac{E \cdot t^3}{12R^3} \omega_n(\alpha); \\ T_n(\alpha) &= n^2(n^2 - 1) \frac{E \cdot t^3}{12R^3} \omega_n(\alpha). \end{aligned} \right\} \quad (3.1.12)$$

Таким образом после определения начальных параметров при известных функциях влияния задача расчёта оболочки является теоретически решённой.

Численное решение

Приведённое выше решение справедливо для участка заполненной оболочки, имеющего по высоте α неизменные свойства и постоянную нагрузку. На самом деле условия работы оболочек значительно сложнее и для возможности использования полученного решения конструкцию оболочки следует разделить на блоки (рис. 3.1.2), в пределах каждого из которых полученное решение останется справедливым.

Также отдельными блоками следует представить участки, в пределах которых не происходит изменения характера нагрузки, не изменяются характеристики внутреннего наполнителя и основания.

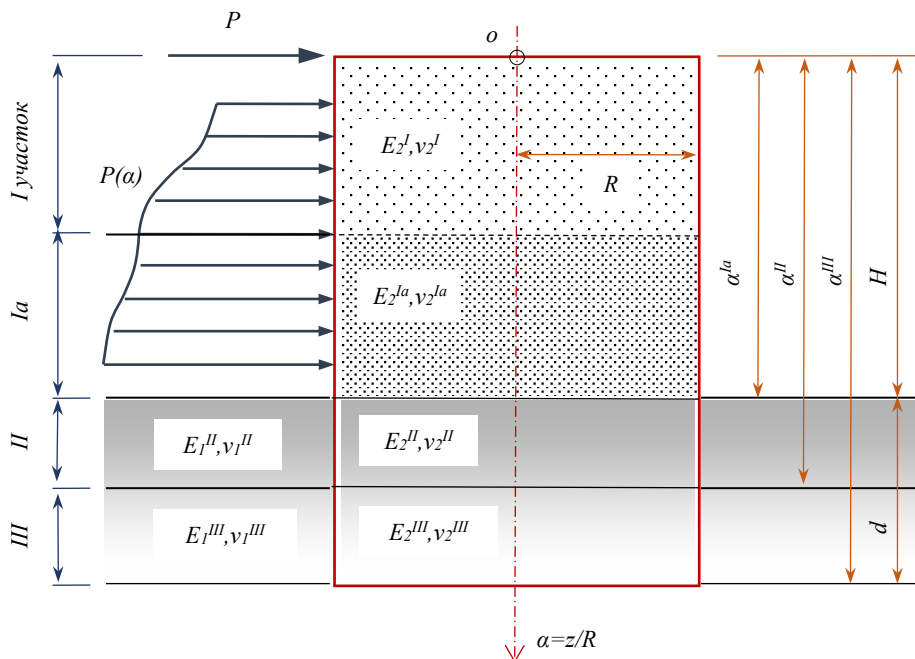


Рисунок 3.1.2 – Пример деления конструкции на участки (блоки)

Для численной реализации задачи расчёта напряжённо-деформированного состояния заполненной оболочки, состоящей из i блоков, приведённое выше решение (3.1.6) может быть по аналогии с ячейками [229] представлено в виде:

$$\bar{W}_i(\alpha) = \bar{W}_i(0) \cdot F_i(\alpha) + \bar{P}_i(\alpha), \quad (3.1.13)$$

где

$$\bar{W}_i(\alpha) = \begin{pmatrix} v_i(\alpha) \\ u_i(\alpha) \\ N_i(\alpha) \\ S_i(\alpha) \end{pmatrix}, \quad (3.1.14)$$

$$\bar{W}_i(0) = \begin{pmatrix} v_i(0) \\ u_i(0) \\ N_i(0) \\ S_i(0) \end{pmatrix}, \quad (3.1.15)$$

$$F_i(\alpha) = \begin{pmatrix} K_{vv}^i(\alpha) & K_{vu}^i(\alpha) & K_{vN}^i(\alpha) & K_{vS}^i(\alpha) \\ K_{uv}^i(\alpha) & K_{uu}^i(\alpha) & K_{uN}^i(\alpha) & K_{uS}^i(\alpha) \\ K_{Nv}^i(\alpha) & K_{Nu}^i(\alpha) & K_{NN}^i(\alpha) & K_{NS}^i(\alpha) \\ K_{Sv}^i(\alpha) & K_{Su}^i(\alpha) & K_{SN}^i(\alpha) & K_{SS}^i(\alpha) \end{pmatrix}, \quad (3.1.16)$$

$$\bar{P}_i(\alpha) = \begin{pmatrix} F_v^i(\alpha) \\ F_u^i(\alpha) \\ F_N^i(\alpha) \\ F_S^i(\alpha) \end{pmatrix}. \quad (3.1.17)$$

Формула (3.1.13) позволяет определить значения перемещений и усилий в любой точке оболочки, зная для каждого блока: значения начальных параметров $\bar{W}_i(0)$ в начале блока, матрицу $F_i(\alpha)$ и вектор нагрузок $\bar{P}_i(\alpha)$.

Конец одного блока совпадает с началом следующего, следовательно:

$$\left. \begin{aligned} \bar{W}_{i+1}(0) &= \bar{W}_i(\alpha) \\ \bar{W}_{i+1}(\alpha) &= \bar{W}_i(0) \cdot F_{i+1}(\alpha) + \bar{P}_{i+1}(\alpha) \end{aligned} \right\}, \quad i = 1 \div (n - 1), \quad (3.1.18)$$

где n – число блоков по высоте оболочки (рис. 3.1.2).

Неизвестные начальные параметры (3.1.15) определяются из граничных условий, принятых на торцах оболочки. Поскольку на верхнем и нижнем торце оболочки задаётся по два граничных условия, по аналогии с известными решениями [229] вектор значений начальных параметров $\bar{W}(0)$ может быть представлен в виде линейной комбинации трёх векторов:

$$\bar{W}(0) = \bar{B}_0 + C_1 \bar{D}_0 + C_2 \bar{G}_0, \quad (3.1.19)$$

где $\bar{B}_0, \bar{D}_0, \bar{G}_0$ – векторы, зависящие от граничных условий; C_1 и C_2 – неизвестные начальные параметры при заданных граничных условиях верхнего торца оболочки, которые необходимо определить из граничных условий нижнего торца.

Решение упрощается и становится осуществимым, если в нижнем торце оболочки граничные условия принимаются как жёсткая заделка, а в верхний торец оболочки принимается свободным [178] и граничные условия принимают вид (3.1.7), а векторы $\bar{B}_0, \bar{D}_0, \bar{G}_0$ определяются выражениями:

$$\bar{B}_0 = \begin{pmatrix} v(0) \\ u(0) \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}; \quad \bar{D}_0 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix}; \quad \bar{G}_0 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix} \quad (3.1.20)$$

Для жёсткого оголовка наверху оболочки граничные условия принимают вид (3.1.8), а векторы $\bar{B}_0, \bar{D}_0, \bar{G}_0$ определяются выражениями:

$$\bar{B}_0 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ N(0) \\ S(0) \end{pmatrix}; \quad \bar{D}_0 = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}; \quad \bar{G}_0 = \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3.1.21)$$

С учётом выражений (3.1.20) или (3.1.21) формулу (3.1.18) записывают в виде [229]:

$$\left. \begin{aligned} \bar{B}_{i+1} &= F_{i+1} \cdot \bar{B}_i + \bar{P}_{i+1} \\ \bar{D}_{i+1} &= F_{i+1} \cdot \bar{D}_i \\ \bar{G}_{i+1} &= F_{i+1} \cdot \bar{G}_i \end{aligned} \right\}, \quad i = 1 \div (n - 1), \quad (3.1.22)$$

Тогда значение вектора \bar{W} с учётом (3.1.19) и (3.1.22) выражается в виде:

$$\bar{W}_n = \bar{B}_n + C_1 \bar{D}_n + C_2 \bar{G}_n, \quad (3.1.23)$$

Решение возможно, так как на нижнем торце оболочки заданы два граничных условия, и с учётом (3.1.23) получается система двух уравнений с двумя неизвестными C_1 и C_2 . Отсюда определяются неизвестные начальные параметры, и далее по (3.1.18) определяются коэффициенты рядов (3.1.5), а по (3.1.5) ÷ (3.1.12) – усилия и перемещения в оболочке.

Представленный подход к решению связан с объёмными математическими вычислениями и может быть эффективно реализован на практике только с использованием вычислительной техники. Ограниченность решения связана также с небольшим набором возможных граничных условий (решается только для закреплённого (защемлённого) нижнего конца оболочки и плотного прилегания грунта к поверхности оболочки) [272].

Для учёта сжимаемости грунта основания, более точного описания контакта грунта внутреннего наполнителя с оболочкой и оценки напряжённо-деформированного состояния системы «оболочка-наполнитель-основание» в п. 3.3 работы предложена конечно-элементная модель сооружения. Возможности метода конечных элементов применительно к рассматриваемому в работе классу сооружений рассмотрены в п. 3.2.

Применение теорий динамического расчёта

В настоящий момент времени линейно-спектральная теория (ЛСТ) традиционно и заслуженно занимает основное место в отечественных нормах проектирования [23]. При этом следует считаться с тем, что возможность упрощения расчётных схем до консольных моделей всё более сокращается ввиду необходимости более полного учёта условий строительства, конструктивных и иных особенностей сооружения. Консольные модели конструкций естественным образом уступают место цифровым трёхмерным моделям, формируемым с применением автоматизированных систем численного анализа работы сооружений – программно-вычислительных комплексов. Всё более часто требуется учёт нелинейности материала, возможных разрушений конструкций. Возникновение нелинейных эффектов в системе учитывается при использовании динамической теории (ДТ) формулированием дифференциальных уравнений, а при ЛСТ – введением эмпирических коэффициентов. Для более точного моделирования особенностей динамического поведения конструкций требуется возможность задания пространственных нагрузок.

В результате методы, базирующиеся на динамической теории, занимают всё более прочное положение в отечественных и зарубежных нормах [317]. Теории никак не исключают, а, скорее, дополняют друг друга, проявляя свои явные преимущества в той или иной «нише»

расчётных задач. Можно принять, что по ДТ рассчитываются сложные и ответственные сооружения, а по ЛСТ – менее ответственные и более простые, для которых исходная расчётная схема может быть значительно упрощена.

При этом следует учесть, что моделирование системы конечными элементами, тем более в трёхмерном исполнении, предполагает, как более естественное, применение ДТ, так как при ЛСТ инерционные силы должны быть вычислены отдельно и приложены в соответствующие узлы конечных элементов, что при решении инженерных задач становится сравнительно сложным и трудоёмким процессом. В данной работе при формировании трёхмерной расчётной динамической модели (РДМ) заполненной оболочки с применением метода конечных элементов в качестве основного рассматривается динамический метод анализа (ДТ).

3.2. Применение метода конечных элементов к построению модели заполненной грунтом оболочки

3.2.1. Общие положения метода и применение к решению рассматриваемой задачи

Рассмотренное выше решение (п. 3.1) основано на положениях теории оболочек и при значительных допущениях может быть сведено к сравнительно приемлемой по объёму последовательности вычислений, реализуемой с применением небольших программ, облегчающих ручной счёт. Однако высокая значимость этих допущений, которые касаются упрощения граничных условий (защемление оболочки в основании, объединение перемещений узлов в некоторых сечениях и др.), пренебрежение изгибающими моментами в сечении, а также принимаемая однородность свойств материала наполнителя и среды основания делает его приемлемым для ограниченного круга сравнительно несложных по постановке задач и требует развития иных методик, позволяющих учесть более сложные расчётные условия системы. Возникает необходимость применения численных (вычислительных) методов. Эти методы трудоёмки, но, поскольку последовательность решения в общем универсальна, можно с помощью компьютеров (программ вычисления) ускорить вычисления и свести их трудоёмкость к минимуму. Численные методы не дают точного решения, являются приближёнными, однако при соответствующей постановке их можно верифицировать на простых расчётных случаях сравнением с результатами доступных точных решений и развитием выводов на более сложные системы.

Развитие численного решения, изложенного в п. 3.1 работы, приводит к постановке задач моделирования системы численными методами, среди которых большое распространение получили методы, относящиеся с точки зрения математики к большой группе вариационных методов (вариационно-разностные): метод конечных элементов, метод граничных элементов, метод конечных разностей. Первый из указанных методов особенно популярен, так как позволяет решать практически любые физические задачи, описание которых может быть представлено в виде системы дифференциальных уравнений. В данной работе рассматривается метод конечных элементов, как основной математический «инструмент» моделирования системы. В пользу метода говорит также то, что он реализован во многих компьютерных программах, что позволит построить последовательность моделирования рассматриваемой системы «оболочка-наполнитель-основание» и создать условия для вычисления нужных параметров системы (напряжения, перемещения) с применением общепринятых типовых приёмов. Общая (типовая) модель сооружения,

очевидно, будет нуждаться в калибровке по условиям взаимодействия компонентов системы, которую можно будет осуществить в результате сопоставления с данными натурных наблюдений, полунатурных или модельных экспериментов. Верификацию модели, как было показано ранее, можно будет осуществить сопоставлением с аналитическими решениями для относительно простых постановок с последующей оценкой поведения системы в различных более сложных расчётных условиях.

Метод конечных элементов как самостоятельный численный метод решения задач механики сплошной среды выделился начиная с середины XX века, когда в трудах М. Тернера, Дж. Аргириса, Р. Клафа, Р. Мелоша были обозначены его основные теоретические предпосылки на основе представлений, заложенных ещё в начале века В. Ритцем (W. Ritz, метод Релея-Ритца). Ввиду стремительного расширения области применения метода, который является как объектом изучения со стороны математиков сам по себе (изучается сходимость метода, точность решений), так и инструментом в руках инженеров для решения сложных прикладных практических задач, нет необходимости в подробном изложении сути метода, которое в полной мере представлено во многих источниках (Зенкевич О., 1975 [115]; Розин Л.А., 1977 [221]; Сегерлинд Л. Дж., 1979 [227]; Фадеев А.Б., 1987 [255]; Сидоров В.Н. и Вершинин В.В., 2015 [231] и многих других).

Алгоритм решения (методика вычислений)

Применение метода конечных элементов сводится к составлению системы алгебраических уравнений, её преобразованию и решению. В целом алгоритм вычислений сводится к следующим этапам:

1. Формирование глобальной матрицы жёсткости $[K]$. Разработаны различные способы оптимизации этого процесса (Rubinstein M.F., 1967 [350]; Фадеев А.Б., 1987 [255]). Связаны они, например, с уменьшением размерности (ранга) матрицы на число наложенных связей (закреплений). За счёт этого достигается экономия объёма памяти компьютера, поскольку учитываются только ненулевые коэффициенты матрицы. Число строк и столбцов матрицы при этом соответствуют числу степеней свободы элемента.

2. Составление системы уравнений. Сложность результирующей системы уравнений, представленной в матричном виде ($[K] \cdot \{u\} = \{F\}$), и выбор метода её решения зависят, прежде всего, от вида матрицы жёсткости: симметрия и положительная определённость матрицы (когда коэффициент на главной диагонали положителен и больше других) позволяют значительно сократить решение системы уравнений.

3. Преобразование системы уравнений. Как правило, система уравнений может быть

преобразована, если известны некоторые составляющие искомого параметра (например, вектора перемещений $\{u\}$, когда зафиксированы некоторые связи). Пример преобразования системы уравнений, если зафиксирована одна степень свободы, а также другие методы преобразования приводятся в различных источниках (Сегерлинд Л. Дж., 1979 [227]).

4. Решение системы уравнений. Решение выполняется относительно узловых значений с последующим вычислением искомым величин в элементе. Основным методом решения системы уравнений включает два этапа. Первый этап содержит приведение исходной матрицы жёсткости $[K]$ к треугольному виду (т.н. этап «разложения матрицы»). На втором этапе решается полученная система уравнений т.н. методом «обратной прогонки». Обозначенная последовательность решения системы уравнений носит название метода Гаусса (Сегерлинд Л. Дж., 1979 [227]). Также существуют и другие подходы, позволяющие, не прибегая к положению о приближённой минимизации полной потенциальной энергии, получить решение непосредственно из дифференциальных уравнений. Распространена процедура т.н. «взвешенных невязок», которая показывает наилучшие результаты при постановке в виде метода Галёркина (Зенкевич О., 1975 [115]).

Реализация решения на компьютере

Возможности компьютера в части быстрого решения большого количества уравнений, недоступные человеку в рамках «ручного счёта», в полной мере раскрыли потенциал метода конечных элементов для решения сложных научно-исследовательских и инженерно-технических задач. Благодаря программированию сформированы как универсальные программные комплексы (ПК), так и специальные, предназначенные для решения задач более узкой направленности. В целом же порядок вычислений остаётся общим в рамках основной математической постановки.

Поскольку глобальные матрицы (матрица жёсткости системы $[K]$ и матрица вектора нагрузки $\{F\}$) получаются суммированием матриц отдельных элементов ($[K] = \sum[k^e]$), для формирования исходного состояния системы (до начала суммирования) выполняется заполнение глобальных матриц нулями (т.н. «чистка матриц»).

При этом для назначения порядка матриц нужно задать число элементов, узлов и определить число уравнений (блок-схема на рис. 3.2.1). То есть средствами программы должна быть автоматически или с корректировкой вручную сформирована сетка конечных элементов («геометрия» системы). Формирование сетки предполагает получение и передачу информации о номерах узлов и их координатах. Задаются также прикладываемые к системе узловые силы и известные узловые перемещения (ограничения).

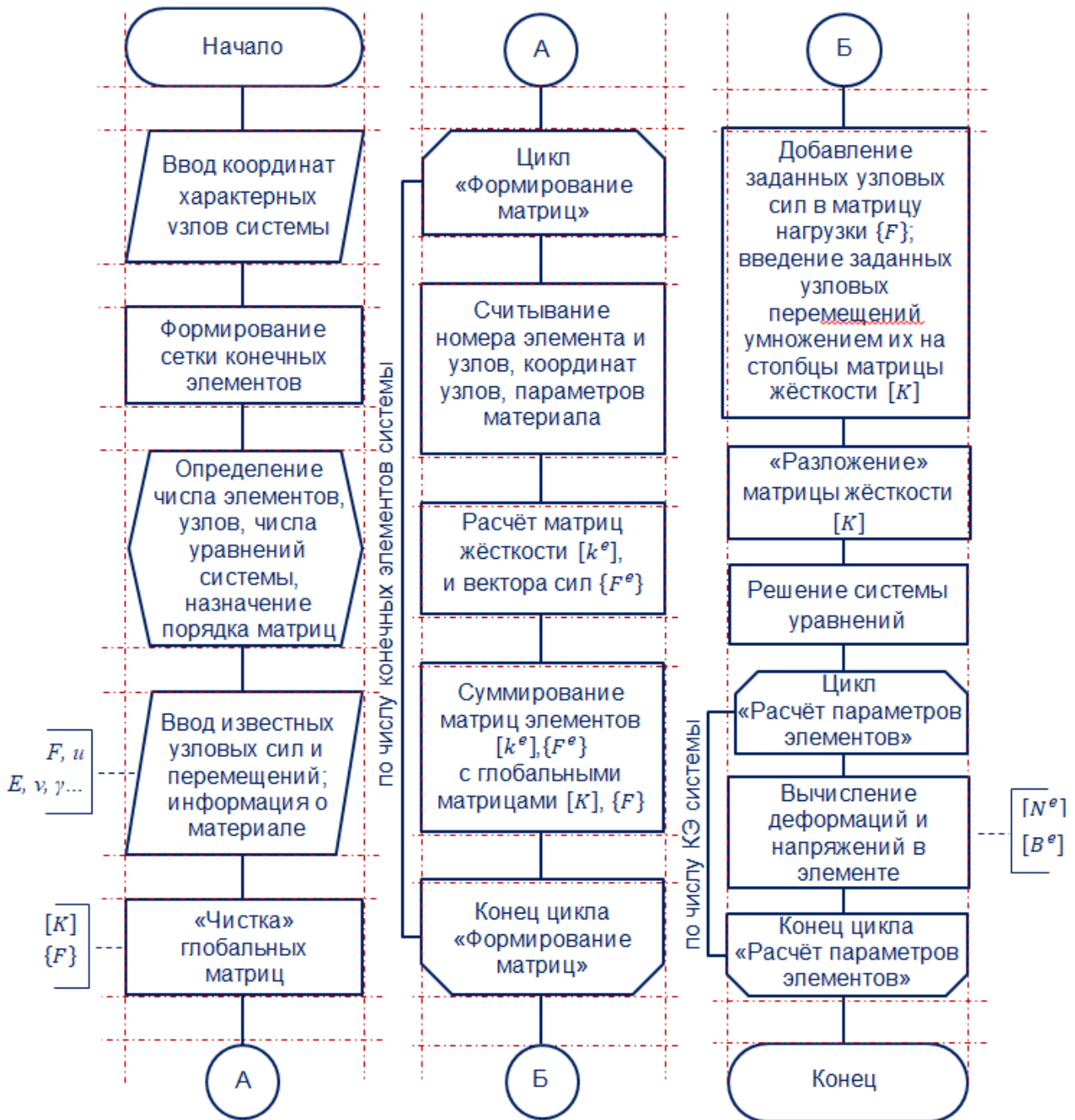


Рисунок 3.2.1 – Общая схема вычислений методом конечных элементов

Необходимо также задать информацию о материале рассматриваемой области (модуль деформации, коэффициент Пуассона, объёмный вес). Далее следуют циклические операции, число повторений для которых равно числу конечных элементов, на которые разделена область.

Первый цикл связан с вычислением «локальных» матриц жёсткости элементов и матриц

нагрузки и их прибавлением к соответствующим матрицам системы (глобальным матрицам) – цикл «Формирование матриц» на рис. 3.2.1.

Второй цикл в общей последовательности расчёта активируется после преобразования и решения системы алгебраических уравнений относительно неизвестных узловых значений. В рамках этого цикла выполняется вычисление интересующих параметров каждого элемента (например, напряжений и деформаций) в соответствии с заданными функциями элементов.

Применение метода к решению рассматриваемой задачи

Метод конечных элементов характерен прежде всего своей универсальностью: он позволяет решать очень широкий круг задач, и в том числе хорошо зарекомендовал себя как инструмент для оценки напряжённо-деформированного состояния конструкций и грунтовых массивов. Метод позволяет придать каждому элементу моделируемой системы собственные физические и механические свойства, что делает его приемлемым при составлении моделей сложных составных сооружений и систем, элементы которых принципиально различаются по свойствам. В случае заполненных оболочек эта возможность является необходимой. Основную сложность при этом составляет моделирование условий контакта соприкасающихся сред, для чего создаётся специальный инструментарий, часто достаточный с точки зрения математического описания процедуры моделирования, но не совсем исчерпывающий с точки зрения обоснованного назначения параметров модели контакта.

Многообразие принимаемых типов конечных элементов позволяет достаточно точно описать форму поверхности конструкции благодаря возможности её аппроксимации прямолинейными и криволинейными элементами. Это позволяет формировать модели заполненных оболочек различного очертания, различных технологий производства и устройства. Размеры моделируемого сооружения ограничиваются только вычислительными возможностями компьютера и (в предельных случаях) областью применения конкретных математических моделей среды. Возможность измельчения сетки конечных элементов позволяет более точно определить искомые параметры в наиболее интересных для исследователя частях модели, что, однако, лишний раз подчёркивает «творческий» характер процесса моделирования, который не всегда может быть стандартизован и во многом определяется опытом и спецификой интересов конкретного исследователя.

Приведённый выше алгоритм решения задачи вполне применим для описания поведения грунтовых массивов, при этом могут быть решены различные по постановке задачи, в том числе фильтрационные (Фадеев А.Б., 1987 [255]), задачи оценки напряжённо-деформированного состояния грунтовой среды и сложные смешанные задачи. При моделировании специфика грунтовой среды должна быть учтена введением математического

описания свойственных ей физических процессов: например, при учёте недренированного поведения грунта матрицу жёсткости элемента следует дополнить компонентами объёмной жёсткости грунтовой воды.

Метод позволяет формировать нагружение любого вида, что также существенно расширяет область решаемых с его помощью задач, поскольку часто доступные для ручного счёта аналитические «осесимметричные» решения крайне редко соответствуют действительной работе строительных объектов, в том числе сооружений из заполненных оболочек.

При формировании моделей сложных технических систем ручной счёт в рамках метода конечных элементов практически невозможен. Трудоёмкость, время вычислений и вероятность ошибок делают его применение без использования компьютера – бессмысленным. При этом препятствием к применению метода было принято считать вычислительные возможности компьютера, однако, начиная с 2000-х годов, с появлением и развитием технологий серверных рабочих станций вычислительные возможности перестали быть ограниченными производительностью конкретного пользовательского компьютера, в результате чего в настоящее время методом конечных элементов могут быть решены научно-исследовательские и инженерные задачи практически любого объёма и сложности. Гораздо более обоснованным аргументом в отношении ограничений применения метода сейчас является трудность подтверждения соответствия конечно-элементных моделей реальным условиям работы сооружения. в общем случае верифицированы только те численные решения, которые могут быть сопоставлены с известными более строгими в математическом отношении аналитическими решениями, которые, кроме того, подтверждены, в свою очередь, наблюдениями за работой возведённых конструкций. Очевидно, что задачи калибровки и верификации моделей сложных технических систем остаются актуальными и интересными с исследовательской точки зрения.

Теория применения метода конечных элементов в отношении оболочек предполагает некоторые упрощения благодаря относительно малому расстоянию между внешними поверхностями (малой толщины). Однако при этом повышается порядок уравнений, в функционал полной потенциальной энергии в отличие от постановки в теории упругости, входят вторые производные от перемещений. Имеются также трудности аппроксимации срединной поверхности. В результате находят применения решения, предполагающее непосредственное применение зависимостей теории упругости, без использования понятия срединной поверхности. Последняя исключается при осуществлении процедуры аппроксимации оболочки пространственными элементами: некоторым фиксированным

числом элементов по толщине (так называемые квазидвумерные системы) (Розин Л.А., 1977 [221], Brinkgreve R.B.J., 2013 [309]).

Общий вид матрицы жёсткости элемента оболочки:

$$[k^e] = \int [B^e]^T [D] [B^e] 2\pi R dz, \quad (3.2.1)$$

где R – радиус оболочки; $[D]$ – матрица упругости; $[B^e] = [A] \cdot [N^e]$ – матрица функций элемента, интерполирующих перемещения точек внутри элемента по значениям перемещений в его узлах ($[A]$ – матрица операций дифференцирования, $[N^e]$ – матрица функций формы, Розин Л.А., 1977 [221]), $\{ \}^T$ – знак транспонирования.

Условия работы сооружений из тонкостенных оболочек зачастую предполагают возможность возникновения больших деформаций, которые отнюдь не приводят к невозможности дальнейшей эксплуатации объекта (например, в случае применения заполненных оболочек в качестве временных перемычек на гидротехнических объектах или для конструкций ограждения котлованов, временных выемок и насыпей в промышленном, гражданском и транспортном строительстве). Метод конечных элементов позволяет выполнить постановку задачи с учётом геометрической нелинейности, когда форма оболочки значительно изменяется в процессе нагружения. Более того, существует возможность одновременного учёта физической и геометрической нелинейности.

Зависимость деформаций ε от перемещений δ описывается матрицей $[B]$:

$$d\{\varepsilon\} = [B]d\{\delta\}, \quad (3.2.2)$$

при этом матрица $[B]$ складывается из матрицы $[B_0]$, отвечающей за малые деформации и матрицы $[B_L]$, которая зависит от перемещений $\{\delta\}$:

$$[B] = [B_0] + [B_L(\{\delta\})] \quad (3.2.3)$$

При этом матрица жёсткости системы $[K_s]$ теперь складывается из обычной матрицы жёсткости $[K]$ и матрицы $[K_L]$, учитывающей большие перемещения:

$$[K_s] = [K] + [K_L]. \quad (3.2.4)$$

Матрица больших перемещений $[K_L]$ для сплошной среды объёма V определяется из выражения (Маркал П. (Marcal P.), 1969 [337], Зенкевич О., 1975 [115]):

$$[K_L] = \int ([B_0]^T [D] [B_L] + [B_L]^T [D] [B_L] + [B_L]^T [D] [B_0]) dV \quad (3.2.5)$$

При этом матрица упругости может быть заменена матрицей упруго-пластичности для учёта физической нелинейности материала. В случае отклонения материала от линейно-упругого поведения (возникновения пластических деформаций при достижении определённой величины напряжений) место матрицы упругости занимает матрица упруго-пластичности $[D]_{ep}$ (Зенкевич О., 1975 [115]). Вообще для решения нелинейных задач (в отношении свойств материала, то есть при учёте физической нелинейности) применяются итерационные методы, для которых могут быть использованы обычные линейные соотношения. То есть в большинстве случаев получение нелинейных решений достигается многократным повторением решений линейных.

Вообще же матрица больших деформаций может быть сформирована при допущении о том, что деформации малы, но при этом необходимо учитывать изменения координат узлов элемента при вычислении жёсткостей (Зенкевич О., 1975 [115]).

Поскольку сооружения из заполненных оболочек могут быть применены в условиях динамического нагружения, как климатического (сейсмика), так и техногенного (вибрации, взрывы, удары), предусмотренная в соответствующей постановке метода конечных элементов возможность учёта динамической составляющей расширяет область применения метода в части моделирования сооружений, возводимых в районах со сложными климатическими условиями эксплуатации.

Приведённое ранее уравнение ($[K] \cdot \{u\} = \{F\}$), дополняется соответствующими компонентами, позволяющими учесть зависимость перемещений элемента системы от времени в условиях динамического нагружения:

$$[K]\{u\} + [M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} = \{F\}, \quad (3.2.6)$$

здесь $[M]$ – матрица масс системы, учитывающая массы её элементов: конструкций, грунта, воды;

$\{u\}, \{\dot{u}\}, \{\ddot{u}\}$ – соответственно векторы перемещений, скорости и ускорения;

$[C]$ – т.н. матрица демпфирования, позволяющая учесть «рассеивающие» свойства

материала, обусловленные его вязкими и упругими свойствами. Чаще всего матрица демпфирования представляется как функция от матриц массы и жёсткости. При этом учитываются дополнительные условия определения указанных матриц введением коэффициентов Релея α_R и β_R (Тэйлор Р., 1991 [376]):

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \quad (3.2.7)$$

Обнуление коэффициентов Релея при моделировании приводит к отказу от учёта демпфирующих свойств материала, ужесточает расчётные условия и создаёт дополнительные запасы расчётной несущей способности элементов системы. Стандартные настройки большинства программных комплексов подразумевают по умолчанию отказ от учёта демпфирующих свойств элементов системы ($\alpha_R = \beta_R = 0$)².

Как показывают исследования, содержащие оценку точности вычислений усилий и перемещений в оболочках методом конечных элементов (Зенкевич О., 1975 [115]) в сравнении с результатами доступных для ручного счёта теоретических решений, можно говорить о хорошем соответствии только при достаточно «густом» разбиении сетки конечных элементов в области приложения нагрузок и закреплений. Необходимая относительная «густота» сетки может быть стандартизована для конкретных конструкций с учётом её формы, условий нагружения и закрепления на основании.

3.2.2. Применение программных комплексов, реализующих МКЭ

Реализация МКЭ в программных комплексах

Описанные выше основные положения метода конечных элементов лежат в основе большинства программных комплексов, позволяющих вести расчётное моделирование сложных систем. Современный компьютерный комплекс (пакет) «конечно-элементных» программ, предназначенный для математического описания поведения системы, как правило, верифицируется авторитетными сообществами специалистов для набора тестовых решений, имеющих признанное более строгое в математическом отношении решение. Такой пакет программ являет собой во многом автоматизированный инструмент, позволяющий пользователю в пределах собственной ответственности составлять модели элементов системы, описывать их взаимодействие между собой и с окружающей средой на основе собственного

² Далее по тексту коэффициенты обозначены как α и β

понимания физических процессов, характерных для данной системы и происходящих в ней. Способы моделирования компонентов системы в каждой программе реализованы в виде набора специальных пользовательских инструментов, позволяющих сообщить каждому компоненту наиболее соответствующую его действительной работе математическую модель. Таким образом, несмотря на практически полную автоматизацию расчёта, моделирование системы остаётся задачей творческой и формирование практически любой инженерной модели зависит от творческого опыта и предпочтений пользователя, основанных на его понимании действительной работы моделируемой системы. В результате соответствие разработанных в рамках компьютерных программ моделей действительной «природной» работе системы остаётся предметом дискуссионным. Таким образом, научно-исследовательские задачи обоснования и формирования методов моделирования сложных инженерных систем с применением математического аппарата, реализованного в виде набора инструментов конкретных компьютерных программ, остаются весьма актуальными.

По мере развития и уточнения математических теорий, и, как следствие, совершенствования инструментов компьютерных программ (реализуемого, например, в виде подключения дополнительных функций – блоков, более точно описывающих какой-либо физический процесс), различия в результатах расчётов, выполненных разными пользователями – специалистами, становятся всё менее значительными, а предлагаемые методы моделирования находят общее признание в среде исследователей и инженеров.

Как правило, по завершении важнейшего этапа формирования модели «творческая» составляющая процесса завершается, поскольку современные компьютерные программы предполагают практически полную автоматизацию собственно процедуры расчёта, получения конкретных значений интересующих параметров (перемещений, напряжений, распределения температуры, напоров фильтрационных потоков и др.) в точном соответствии с заданной моделью системы. Информация с результатами представляется в любой удобной форме, предусмотренной возможностями программы и предпочтениями пользователя. По большей части в автоматическом же режиме проводится и сопоставление полученных значений параметров с допустимыми пределами: здесь требуется умение чтения результатов в конкретном программном комплексе и знание норм и требований, относящихся к моделируемой системе.

Специфика решаемых задач

В современном научно-техническом сообществе находят применение многие программные комплексы, реализующие метод конечных элементов. Это могут быть как универсальные вычислительные программы, позволяющие в общем виде решить практически

любую задачу моделирования в независимости от её отраслевой принадлежности, так и специальные программы, предназначенные для моделирования ограниченного набора определённых систем с возможностью более точного описания специфики их работы. К первой группе могут быть отнесены коммерческие (такие как Ansys, MSC.Nastran/Patran, Abaqus, LS-Dyna, Лира-Сапр, Лира-Софт, Scad Office, Стадио и др.) и бесплатные (Danfe, Mefisto, Elmer, Onelab, Code_Aster, Salome, CalculiX, Z88Aurora, Dune, OpenFoam и др.) программные пакеты конечно-элементного анализа. Большинство программ работают с матрицами высокого порядка, решаемые системы насчитывают уже сотни тысяч уравнений.

В независимости от финансовой доступности, как правило, программы имеют примерно одинаковые характеристики в отношении скорости и точности вычислений (при равных вычислительных возможностях компьютера), поскольку в основу каждой из них заложены стандартные теоретически проработанные алгоритмы решения задач методом конечных элементов (см. п. 3.2.1). При этом условия пользования любой программой конечно-элементного анализа предполагают, что разработчик гарантирует только строгое соответствие математического аппарата, заложенного в программе, известным теоретическим решениям, и не несёт никакой ответственности за результаты расчётов (которые приводятся в программе исключительно в ознакомительных целях), что справедливо, поскольку программа представляет собой только автоматизацию стандартизованных математических вычислений, и не обеспечивает правильность понимания и моделирования физических процессов со стороны пользователя.

Программные комплексы второй группы предназначены для решения ограниченного круга специальных задач и являются как ответвлениями базовых упомянутых выше универсальных комплексов, так и самостоятельными программами. Благодаря ограничениям, накладываемым на расчётные условия, очевидным ввиду отраслевой специфики задачи, появляется возможность более полного и детального описания поведения конкретной системы.

Таким образом, выбор конкретного инструмента для вычислений остаётся за пользователем, который отдаёт предпочтение тому или иному вычислительному комплексу на основе анализа специфики решаемой задачи. В результате критический сравнительный анализ программных комплексов, в общем, не имеет смысла ввиду значительного многообразия выпускаемых программ, трудностями с определением объективных критериев для сравнения и высокой скоростью развития и совершенствования программ. Следует учесть также и то обстоятельство, что в последнее время производители стремятся к совместимости промежуточных и итоговых результатов вычислений в разных программах для обеспечения

возможности взаимного обмена данными и решения комплексных поэтапных расчётных задач с использованием нескольких программ.

Поставленные в работе цели исследований предполагают решение задач моделирования систем, включающих сооружения, преимущественно состоящие из сыпучей и/или связной среды как конструкционного материала (заполнение оболочек) во взаимодействии с основанием, поведение которого хорошо описывается известными математическими моделями грунтовой среды. Таким образом, специфика программного комплекса в данном случае должна заключаться в возможности наиболее полного описания поведения грунтовых сред под нагрузкой, особенностей протекающих в естественно и искусственно сформированных грунтовых массивах процессов, условий контакта грунтовых и негрунтовых элементов системы. В качестве основного принят программный комплекс Plaxis 3D (лицензия ДВФУ), с использованием других расчётных комплексов.

3.3. Базовая математическая модель тонкой оболочки с грунтовым наполнителем

3.3.1. Описание механического поведения компонентов модели

Предлагаемая численная модель позволяет оценить напряжённо-деформированное состояние тонкой цилиндрической оболочки с наполнителем, установленной на грунтовое основание. Схема математического описания механического поведения элементов модели и их взаимодействия приведена на рис. 3.3.1.

Оболочка моделируется элементами типа «плита», поведение материала в которых основано на решениях теории механики трёхмерных сплошных сред и описывается известными зависимостями между напряжениями и деформациями [272]. Для описания зависимости между напряжениями σ и относительными деформациями сжатия ε и сдвига γ используются модули упругости (Юнга) в осевых направлениях $E_{1,2}$; модули сдвига в плоскости ($G_{1,2}$) и вне плоскости плиты в разных направлениях ($G_{1,3}$ и $G_{2,3}$) с учётом корректирующего коэффициента сдвига ($k = 5/6$); и коэффициент Пуассона ν .

$$\begin{bmatrix} \sigma_{1,1} \\ \sigma_{2,2} \\ \sigma_{1,2} \\ \sigma_{1,3} \\ \sigma_{2,3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & -\nu_{1,2}/E_1 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{1,2}/E_1 & E_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & G_{1,2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & kG_{1,3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & kG_{2,3} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_{1,1} \\ \varepsilon_{2,2} \\ \gamma_{1,2} \\ \gamma_{1,3} \\ \gamma_{2,3} \end{bmatrix} \quad (3.3.1)$$

При этом основным элементом описываемой конструкции является грунт - внутренний наполнитель оболочки; грунт служит также основанием сооружения. В модели внутренний наполнитель рассматривается как упругопластический цилиндр [272, 282], а основание – как упругопластическое полупространство. Грунтовый наполнитель и основание рассматриваются как пластически сжимаемые упругопластические тела [62].

Различные варианты математической формулировки уравнений теории упругости и пластичности применительно к моделированию геотехнических систем разработаны прежде всего для описания особенностей механического поведения грунтовых материалов и их взаимодействия с другими средами. К настоящему времени на основе базовых математических моделей грунтовых сред [123] сформулировано большое количество описаний механического поведения грунта, различающихся как целью решаемой задачи и степенью точности решения, так и ввиду учёта природных особенностей грунта ([308]).

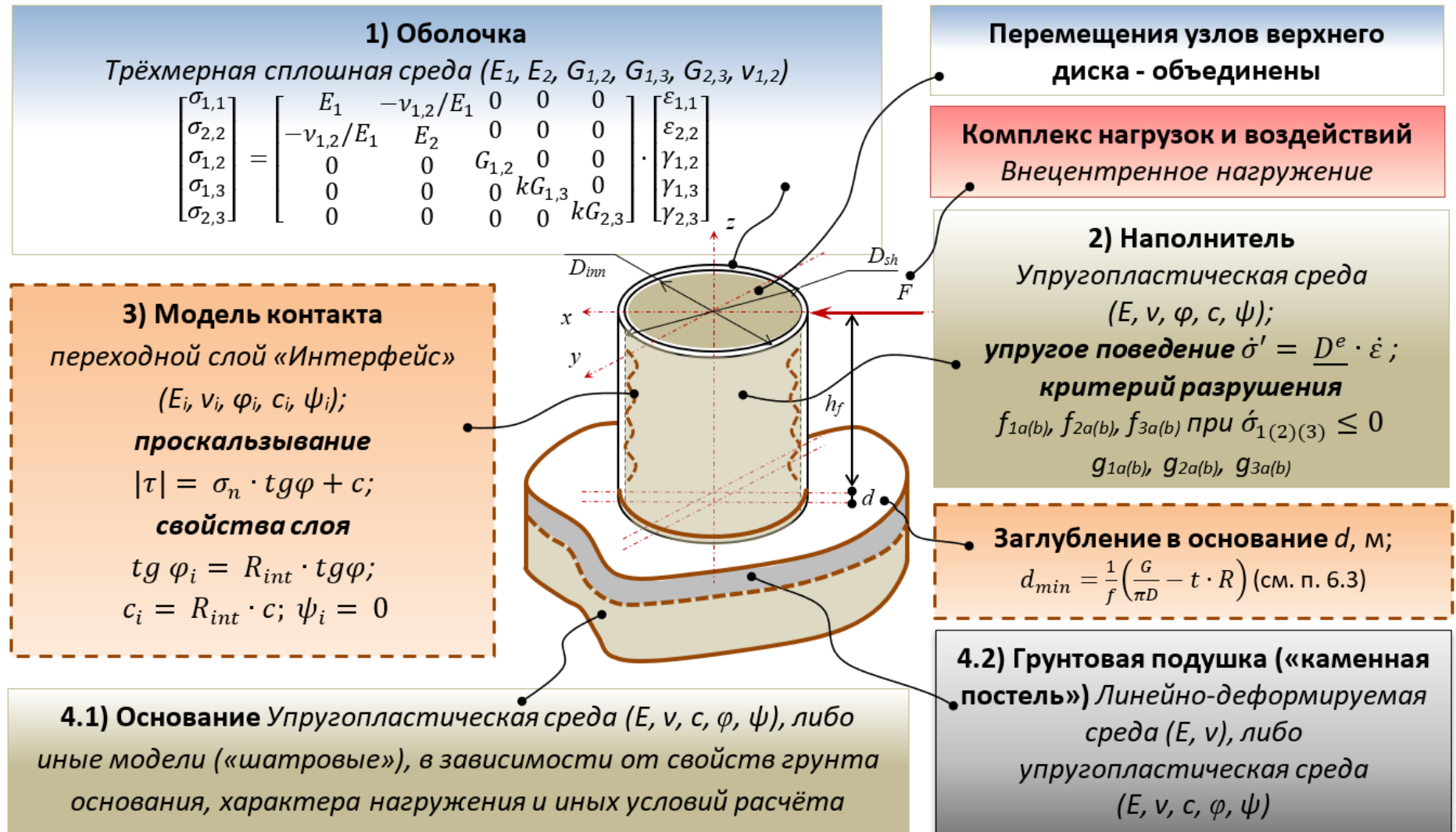


Рисунок 3.3.1 – Схема описания механического поведения сред модели системы «оболочка-наполнитель-основание»

В зависимости от целей расчёта может быть применена та или иная модель грунта наполнителя и основания. В качестве основной расчётной модели наполнителя может быть выбрана модель Кулона-Мора. Основные параметры этой модели обычно известны инженерам-геотехникам и поэтому она является общепринятой.

В общем данная модель является моделью идеальной пластичности, для которой характерно сохранение необратимых остаточных деформаций в материале после устранения внешних воздействий (Neto, 2008 [342]). При этом в отличие от стандартной модели упругой идеальной пластичности, модель Кулона-Мора имеет многоповерхностный контур текучести (шестигранная пирамида в координатах главных напряжений). Условие текучести Кулона-Мора является продолжением закона трения Кулона для общего напряженного состояния. Данное условие может быть полностью определено с помощью трёх функций текучести при представлении их в виде функций главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ [282]. В данной работе известная форма записи уравнений [355] несколько преобразована:

$$\begin{aligned} f_{1a(b)} &= \frac{1}{2} [\sigma_2(\sigma_3) - \sigma_3(\sigma_2)] + \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) \sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0 \\ f_{2a(b)} &= \frac{1}{2} [\sigma_3(\sigma_1) - \sigma_1(\sigma_3)] + \frac{1}{2} (\sigma_3 + \sigma_1) \sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0 \\ f_{3a(b)} &= \frac{1}{2} [\sigma_1(\sigma_2) - \sigma_2(\sigma_1)] + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0 \end{aligned} \quad (3.3.2)$$

То есть для выполнения условия текучести в такой постановке необходимы два параметра грунта: угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c . Помимо функции f для учёта явления дилатансии для модели Кулона-Мора определяются функции пластического потенциала:

$$\begin{aligned} g_{1a(b)} &= \frac{1}{2} [\sigma_2(\sigma_3) - \sigma_3(\sigma_2)] + \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) \sin\psi \\ g_{2a(b)} &= \frac{1}{2} [\sigma_3(\sigma_1) - \sigma_1(\sigma_3)] + \frac{1}{2} (\sigma_3 + \sigma_1) \sin\psi \\ g_{3a(b)} &= \frac{1}{2} [\sigma_1(\sigma_2) - \sigma_2(\sigma_1)] + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \sin\psi \end{aligned} \quad (3.3.3)$$

Функции пластического потенциала содержат еще один параметр пластичности, угол дилатансии ψ , который характеризует изменение объёма материала при сдвиге. Этот параметр описывает приращение объёмной деформации и учитывается в основном при описании

поведения плотных грунтов. В модели также задаются ограничения области растяжения ($\sigma_{1(2)(3)} \leq 0$), чтобы область грунта не «вытягивалась» под действием внешних нагрузок и собственного веса.

Для наполнителя, который устраивается специально, такой модели, на наш взгляд, достаточно. Для модели основания могут быть применены другие описания поведения грунта, которые весьма полно систематизированы ещё в конце 70-х годов (например, в трудах Зарецкого Ю. К. [113]) и сейчас нашли своё место в программах, например, в Plaxis, Midas и др. Для основания в зависимости от конкретного расчётного случая может быть принято иное математическое описание поведения грунтовой среды. Выбор модели описания грунтовой среды определяется прежде всего свойствами самой среды: существование различных моделей объясняется стремлением как можно более точно описать поведение заданного грунтового массива под нагрузкой. К примеру, при изучении действия на сооружения нагрузки, имеющей циклический характер приложения (ледовая нагрузка при приливах и отливах и др.) более соответствующей характеру работы грунта является модель упрочняющегося грунта, более совершенная в части описания деформативности массива и предполагающая использование большего количества параметров, в данном случае – модулей деформации.

Программный комплекс, применённый для реализации численной модели, имеет в своем распоряжении набор основных применяемых в инженерной практике моделей материалов. Имеется также база данных, которая позволяет совершенствовать эти модели, адаптируя их к условиям работы конкретного сооружения [62]. Plaxis использует точную форму полной модели Кулона-Мора (Brinkgreve, 2015 [308]). Криволинейная поверхность оболочки моделируется стандартным набором инструментов Plaxis (например, «Circular tube») с последующей автоматической триангуляцией конечно-элементной сетки. Для интересующих зон (опорные зоны оболочки) желательно назначать дополнительные кластеры с последующим измельчением сетки для более точного описания картины изополей напряжений [282].

Условия контакта между грунтом наполнителя и оболочкой описываются с помощью введения переходного слоя. Вариант реализации такого слоя при нулевой его толщине - это, например, «интерфейс», который для большинства моделей характеризуется *коэффициентом снижения прочности* (обозначается как R_{int} (R_{inter} – Brinkgreve, 2013 [309])). Этот слой вводится для возможности моделирования процесса снижения прочностных характеристик грунта (сил трения, сцепления и других параметров, зависящих от выбранной математической модели) на контакте оболочка – грунтовой массив (рис. 3.3.2) [62, 272].

Переходной слой отвечает за изменение физико-механических свойств грунта в

процессе моделирования конструкции (соприкосновение, контакт с другой средой) и имеет определенную область соприкосновения с конструкцией [62]. Свойства слоя меняются только в пределах его толщины. Данный элемент обладает набором прочностных и геометрических характеристик, изменение которых сопровождается процессами (в области взаимодействия сред, на контакте): упрочнения грунта; ползучестью грунта; проскальзыванием материала конструкции [62].

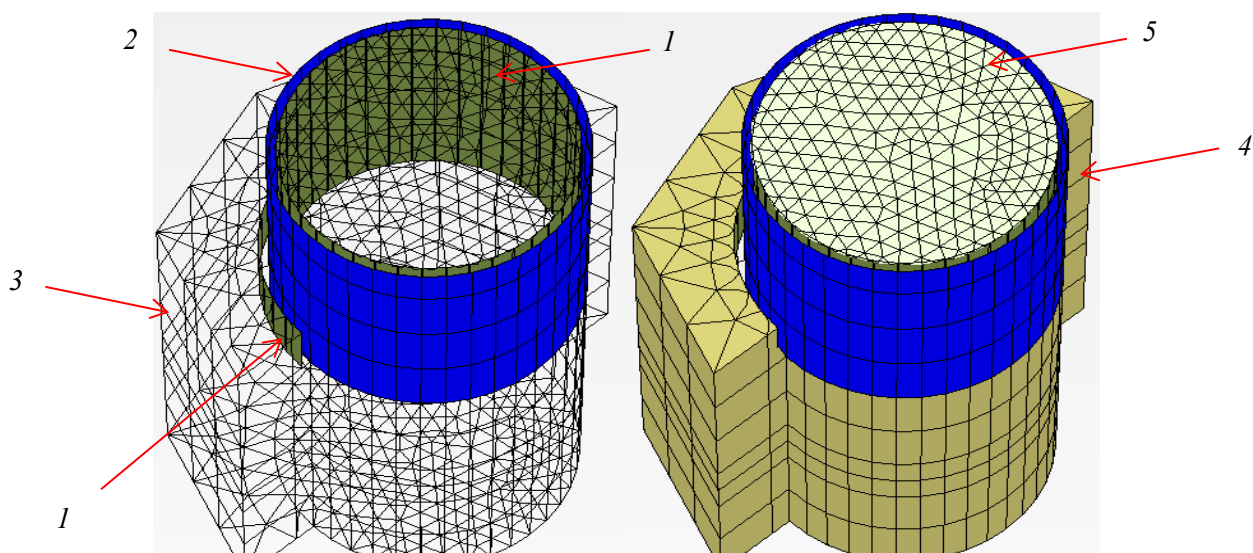


Рисунок 3.3.2 – Расположение условных слоев контакта в модели [62]

1 – интерфейс; 2 – элемент конструкции (оболочка); 3 – контур моделируемого грунта; 4 – модель грунта снаружи оболочки; 5 – модель внутреннего наполнителя

Свойства материала переходного слоя описываются теми же параметрами, что и свойства грунтов. В данном случае для описания поведения контактного слоя при моделировании взаимодействия между грунтом и сооружением применяется упруго – пластическая модель, и для определения (ограничения) его пластичного поведения используется критерий Кулона.

Для того чтобы переходной слой оставался упругим, напряжение сдвига τ должно задаваться следующим выражением:

$$|\tau| < \sigma' \tan \varphi_i + c_i \quad (3.3.4)$$

где:

$$|\tau| = \sqrt{\tau_{1,2}^2 + \tau_{2,1}^2} \quad (3.3.5)$$

где $\tau_{1,2}$ и $\tau_{2,1}$ – напряжения сдвига в двух (перпендикулярных) направлениях, а σ' – эффективное нормальное напряжение. В случае пластического поведения условие (3.3.4) обращается в равенство:

$$|\tau| = \sigma' \tan \varphi_i + c_i \quad (3.3.6)$$

где φ_i и c_i – соответственно, угол внутреннего трения и удельное сцепление контактного слоя (интерфейса). Прочностные свойства интерфейса связаны с прочностными свойствами слоя грунта [282]. В модели каждый набор данных слоя-интерфейса имеет свой коэффициент снижения прочности R_{inter} (Brinkgreve, 2013 [309]), с учётом которого на основе свойств грунта формируются свойства интерфейсов:

$$\begin{aligned} c_i &= R_{inter} \cdot c \\ tg \varphi_i &= R_{inter} \cdot tg \varphi \leq tg \varphi \end{aligned} \quad (3.3.7)$$

Таким образом, модель переходного слоя при известных параметрах модели грунта описывается величиной коэффициента снижения прочности. При $R_{inter} = 1$ свойства интерфейса не учитываются, условия контакта грунтовой среды и конструкции описываются свойствами грунта, непосредственно «прилегающего» к элементу конструкции. При необходимости учёта условий контакта, характеризующихся трением и сцеплением грунтовой среды по поверхности конструкции, коэффициент R_{inter} должен быть снижен ($R_{inter} < 1$). Ввиду ограниченности достоверных практических указаний о назначении данного коэффициента к выбранному типу грунта, находящемуся в составе рассматриваемой конструкции, в работе поставлена задача по его определению применительно к цилиндрическим оболочечным конструкциям, заполненным сыпучим материалом [62, 272, 282]. В результате сопоставления данных эксперимента и расчёта сооружения по предложенной модели будет предложен диапазон значений коэффициента снижения прочности.

3.3.2. Описание демпфирующих свойств компонентов модели при динамическом нагружении

В части формирования геометрии системы, постоянных нагрузок и свойств материалов и их контакта в модели, содержащей динамические нагрузки и предполагающей определение динамических характеристик системы могут быть использованы те же данные, что и для системы при статическом нагружении (п. 3.3.1). При этом цель и постановка задачи подразумевает описание иных закономерностей поведения материалов и системы в целом.

Описание динамического поведения

В динамической постановке перемещение u , скорость \dot{u} и ускорение \ddot{u} элементов системы изменяются во времени. В результате основное различие между системами уравнений, описывающими статическое и динамическое поведение системы, состоит в том, что во втором случае систему дополняют члены, задающие скорость и ускорение в начале временного шага (временной шаг определяется интервалом времени Δt между временем в момент $n+1$ и временем в начальный момент n : $\Delta t = t_{n+1} - t_n$), а также дополнительные члены:

матрицу масс системы $[M]$, в которой учитывается масса всех её элементов: грунта основания, воды, оболочки, наполнителя, всех дополнительных конструкций;

матрицу демпфирования $[C]$, описывающую рассеяние колебательной энергии за счёт упругости, пластичности и вязкости материала. Матрица демпфирования может быть представлена как функция от матрицы массы и матрицы жёсткости $[K]$ с применением коэффициентов демпфирования α и β (по Релею) [324], Тэйлор Р., 1991 [376]:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.3.8)$$

В итоге классическое уравнение, описывающее поведение системы при динамической нагрузке F , записывается в следующей матричной форме [376]:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\}. \quad (3.3.9)$$

Процедура численного решения приведённого уравнения предполагает интегрирование по времени, что может быть реализовано с использованием так называемых явных [284] и неявных [217] схем. Интегрирование по наиболее распространённым неявным схемам реализуется различными методами, среди которых применяется, например, метод

Ньюмарка, согласно которому перемещение u и скорость \dot{u} в момент времени $n+1$ определяются по выражениям:

$$\{u_{n+1}\} = \{u_n\} + \{\dot{u}\} \cdot \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha_n \right) \cdot \{\ddot{u}_n\} + \alpha_n \{\ddot{u}_{n+1}\} \right] \cdot \Delta t^2, \quad (3.3.10)$$

$$\{\dot{u}_{n+1}\} = \{\dot{u}_n\} + [(1 - \beta_n) \cdot \{u_n\} + \beta_n \{u_{n+1}\}] \cdot \Delta t, \quad (3.3.11)$$

где α_n и β_n – параметры интегрирования Ньюмарка, которые принимаются из условия получения устойчивого решения (при $\alpha_n \geq 0,25$ и $\beta_n \geq 0,5$) [309].

Уравнения (3.3.10), (3.3.11) по-разному представляются при реализации в различных вычислительных комплексах (главным образом за счёт введения динамических коэффициентов интегрирования), в результате чего несколько видоизменяется и основное уравнение поведения системы (3.3.9). Результат же вычислений состоит в том, что полученные для конца временного шага Δt (в момент времени $n+1$) перемещения u_{n+1} , скорость \dot{u}_{n+1} и ускорение \ddot{u}_{n+1} выражаются соответственно через u_n , \dot{u}_n и \ddot{u}_n и приращение перемещения $\Delta u = u_{n+1} - u_n$.

Коэффициенты демпфирования по Релею

Учесть демпфирующие свойства системы в РДМ можно введением коэффициентов Релея α и β (3.3.8), первый из которых называют инерционным (учитывает вклад массы элементов системы в демпфирование), а второй – гистерезисным, учитывающим вклад жёсткости элементов системы. Преобладание первого компонента характерно для низких частот колебаний, второго – для высоких. На основе модели Релея зависимость между коэффициентом демпфирования ξ и техническими частотами колебаний f_i может быть записана следующим образом:

$$\xi = \frac{\alpha}{4\pi f_i} + \beta \pi f_i \quad (3.3.12)$$

Коэффициент демпфирования для геотехнической системы ξ назначается исходя из свойств преобладающего слоя грунта основания [375]: к примеру, для песка он составляет от 0,01 до 0,05 ($\xi = 1 \div 5 \%$). При этом i -я частота колебаний f_i (для первой основной частоты $i = 0$, для второй $i = 1$ и т.д.) для грунтового слоя мощностью H определяется при известной скорости волны сдвига $V_s = \sqrt{G/\rho}$ (здесь G – модуль сдвига, ρ – плотность) из зависимости [331]:

$$f_i = \frac{V_s}{4H} (1 + 2i) \quad (3.3.13)$$

Таким образом, при известной частоте f_i необходимо подобрать коэффициенты Релея, обеспечивающие заданный уровень демпфирования ζ грунта. Однако уравнение 3.3.12 содержит два неизвестных α и β , и единственное решение не может быть найдено. Для систем, в которых грунт является основным элементом, как правило, предлагается либо пренебречь одной из составляющих демпфирования, обнулив один из коэффициентов (как правило, $\alpha = 0$), либо положиться на опыт расчётов и анализа систем, который показывает достаточно хорошие решения при $\alpha = 0,05$ [375] (учитывается небольшое демпфирование). Пробные расчёты показывают [299], что α является более простым параметром для управления и в зависимости от его величины степень демпфирования системы может быть условно оценена следующим образом: $0,05 \leq \alpha$ – очень небольшое демпфирование, $0,05 < \alpha \leq 2,5$ – небольшое демпфирование, $2,5 < \alpha \leq 5$ значительное демпфирование, $5 < \alpha \leq 10$ – очень значительное демпфирование, $\alpha > 10$ – выраженное демпфирование («передемпфирование»).

Другой, более обоснованный способ определения коэффициентов Релея для систем, в которых преобладающим элементом является грунт, действовать на основе анализа наиболее интересного для исследователя или инженера частотного диапазона, который, в общем, ограничен. Рассуждения состоят в следующем.

Частотный диапазон, рассматриваемый, например, при оценке сейсмостойкости сооружения, связан с возможным ущербом от землетрясения и назначается на основе анализа данных о землетрясениях на данном участке или участках с аналогичными условиями. Для спектральной интенсивности используется диапазон частот $0,4 \div 10$ Гц [375]. Наиболее важный диапазон частот в инженерной практике составляет от $0,5$ до 6 Гц [127]. Этот частотный диапазон может применяться для широкого спектра сооружений. При этом следует учитывать, что если воздействие вибрации достаточно длительное, то в отдельных элементах сооружения значения параметров колебаний могут в $2,5 \div 10$ раз превышать значения параметров колебаний грунта в основании сооружения.

Известны решения для определения коэффициентов Релея при двух известных циклических частотах ω_1 и ω_2 [375]. Таким образом могут быть заданы две технические частоты для грунтовой системы, ограничивающие интервал частотного диапазона: f_1 и f_2 . Далее для заданного коэффициента демпфирования ζ (в предположении его неизменности для обеих частот) коэффициенты Релея для грунта определяются из следующих уравнений:

$$\alpha = 4\pi f_1 f_2 \frac{\xi(f_2 - f_1)}{(f_2^2 - f_1^2)}; \quad (3.3.14)$$

$$\beta = \frac{\xi(f_2 - f_1)}{\pi(f_2^2 - f_1^2)}. \quad (3.3.15)$$

Например, для заданного диапазона частот при $f_1 = 0,5$ Гц и $f_2 = 6$ Гц при пятипроцентном демпфировании ($\xi = 0,05$) значения коэффициентов Релея составят: $\alpha = 0,29$ и $\beta = 0,00024$.

Использование рассмотренной выше последовательности позволяет достаточно просто учесть демпфирующие свойства системы, что приближает РДМ к реальным условиям. Стандартные настройки большинства программных комплексов подразумевают по умолчанию отказ от учёта демпфирующих свойств элементов системы ($\alpha = \beta = 0$). Обнуление коэффициентов Релея при моделировании приводит к отказу от учёта демпфирующих свойств материала, ужесточает расчётные условия и создаёт неоправданные запасы расчётной несущей способности элементов системы.

Рассмотренная выше базовая модель заполненной оболочки «встроена» в последовательность моделирования сооружения при статических и динамических нагрузках. Постановка реализована в виде методики численного моделирования системы, приведённой в п. 6.3 работы. Методика включает этапы построения модели (формирование геометрической модели; назначение параметров среды, нагрузок; назначение граничных условий; формирование сетки конечных элементов; назначение параметров расчёта), конструктивные особенности сооружения, последовательность и технологию возведения. Примеры построения и анализа численной модели приведены в п. 6.3.1, 6.3.2 работы.

3.4. Задачи калибровки и валидации численных моделей гидротехнических сооружений из оболочек с наполнителем

В предыдущих подразделах приведено описание численной модели цилиндрической оболочки с наполнителем, опирающейся торцом на сжимаемое основание при внецентренном нагружении. При моделировании варьируется параметр контакта, определяющий свойства переходного слоя между поверхностями оболочки и грунтом наполнителя и основания. Ввиду ограниченности набора обоснованных практических указаний о назначении данного параметра модели на контакте оболочки с грунтом, находящемся в составе рассматриваемой конструкции, в работе поставлена задача по его определению применительно к цилиндрическим оболочечным конструкциям, заполненным сыпучим материалом.

Задачи калибровки и валидации модели.

Задача калибровки модели внецентренно нагруженной заполненной оболочки, установленной на сжимаемое основание, решалась для определения параметров контакта оболочки и наполнителя (см. п. 4.3). Для этой цели проведена серия экспериментов на физических моделях сооружения. Был выбран способ калибровки расчётной модели путём сопоставления перемещений (для определённых её точек), полученных расчётом, и перемещений, измеряемых в ходе эксперимента [272]. Для решения этой задачи предварительно сформированы конечно-элементные модели, отражающие условия эксперимента (процедура формирования численных моделей эксперимента при статическом и динамическом нагружениях приведена в разделе 6.3 работы), а также подготовлены физические модели сооружения, устанавливаемые в различных грунтовых лотках в зависимости от целей этапа исследований.

В результате выполненной процедуры калибровки численной модели в части параметров контакта появится возможность дальнейшей проверки модели, состоящей в сопоставлении экспериментальных и расчётных значений напряжений в основании оболочки. Постановка и проведение упомянутого этапа экспериментальных исследований, а также выводы о приемлемости применения расчётной модели в части адекватности картины распределения напряжений в основании реальным условиям, приведены в разделе 4.3.

Для возможности проверки более сложной расчётной модели заполненной оболочки, воспринимающей динамические нагрузки (РДМ), при отсутствии данных натурных испытаний поставлена также задача провести испытания физической модели оболочки в грунтовом лотке с возможностью динамического нагружения. Для этого необходимо

сконструировать специальный подвижный грунтовый лоток (платформу) с возможностью имитации динамического воздействия и систему фиксации динамических характеристик системы (виброперемещений, скоростей, ускорений).

Задача валидации модели. С целью проверки предложенной ранее приближённой численной модели сооружения, основные параметры которой определены на основе модельных экспериментальных исследований, следует разработать теоретическую модель, основанную на более точном и строгом в математическом отношении решении, которая позволила бы по крайней мере для простых расчётных случаев (в смысле формы сооружения, нагрузок и грунтового напластования), оценить возможность применения предложенного численного решения.

Теоретическая модель может быть разработана на основе решения задачи о предельном напряжённом состоянии грунтового основания с учётом развития полей скольжения, и предназначена для проверки предложенной ранее численной модели сооружения, параметры которой определялись экспериментальным путём.

3.5. Выводы по Главе 3

Выводы по разделам 3.1, 3.2

1. В разделе обозначена область применения решения задачи определения усилий и перемещений заполненной оболочки, построенного на основе технической теории оболочек. Необходимостью учёта более сложных расчётных условий системы обоснована потребность применения численных методов решения задачи; представлено численное решение. В качестве основного инструмента моделирования системы принят метод конечных элементов, как универсальное средство решения большинства физических задач, описываемых системой дифференциальных уравнений. Обозначена логика построения типовой модели сооружения с последующей её калибровкой по данным экспериментальных исследований и валидацией сопоставлением с известными и доступными по трудоёмкости вычислений аналитическими решениями.

2. Приведено краткое изложение постановки и основной последовательности вычислений, показаны особенности метода в применении к решению поставленных в работе задач: показана основная концепция метода; описан приём дискретизации области (системы), охарактеризованы типы конечных элементов; в общем виде описана функция элемента и её свойства; приведена система уравнений, охарактеризована процедура минимизации; в общем виде показана процедура формирования матрицы жёсткости системы; приведён алгоритм решения задачи, а также особенности реализации решения с применением вычислительных возможностей компьютера.

3. Особенности работы рассматриваемой системы «оболочка-наполнитель-основание» сопоставлены с возможностями метода конечных элементов. Показано, что широкие возможности метода позволяют учесть специфику производства, технологию возведения и особенности работы сооружений из заполненных грунтом оболочек. Система характерна наличием элементов, значительно различающихся по свойствам материала, при этом преобладающим конструкционным материалом как сооружения, так и основания является сыпучая или связная среда (грунт), что обуславливает задачи обоснования моделирования условий контакта грунтового и негрунтового элемента и его математического описания, а также калибровки и валидации формируемых расчётных моделей.

Выводы по разделам 3.3, 3.4.

1. В разделе рассмотрена численная модель взаимодействия тонкой цилиндрической оболочки с грунтом наполнителя и основанием при внецентренном нагружении для условий

статического и динамического нагружения. Разработана конечно-элементная модель внецентренно нагруженных оболочечных конструкций с наполнителем, построенная с применением современных программно-вычислительных комплексов. Рассмотренная постановка далее реализована в виде методики численного моделирования системы, приведённой в п. 6.3 работы.

2. Важным фактором, влияющим на результаты расчёта по принятой математической модели, заложенной в программный комплекс, является параметр снижения прочностных характеристик в пределах специального элемента (так называемого «интерфейса»), через который осуществляется взаимодействие сред (например, оболочки и наполнителя). Параметры интерфейса не могут быть определены без проведения физического эксперимента, при этом его свойства будут в значительной степени зависеть от характера взаимной работы элементов рассматриваемого сооружения.

3. Поставлена задача калибровки модели: для определения параметров взаимодействия сред на контакте оболочки и наполнителя далее проведена серия экспериментов на физической модели сооружения.

4. Поставлена задача валидации численной модели, для решения которой необходима разработка более строгой в математическом отношении теоретической модели. Теоретическая модель может быть основана на решении задачи о предельном напряжённом состоянии грунтового основания с учётом развития полей скольжения.

Глава 4. Разработка и реализация методики экспериментальной калибровки численных моделей гидротехнических сооружений из заполненных грунтом оболочек

4.1. Условия физического моделирования оболочек с грунтовым наполнителем

Предлагается способ калибровки расчётной модели путём сопоставления перемещений, полученных расчётом, и перемещений, измеряемых в ходе эксперимента. Для решения этой задачи была подготовлена модель сооружения, устанавливаемая в различных грунтовых лотках в зависимости от целей этапа исследования [272].

Выводы о допустимом диапазоне значений искомого параметра предложенной расчётной модели сделаны на основе анализа лабораторного эксперимента, проведённого на физической модели оболочки, заполненной грунтом [282]. Эксперимент предполагает изучение работы сооружения в лабораторных условиях. При этом исследуемая модель и условия её работы должны соответствовать (быть подобными) реальным сооружениям и явлениям, происходящим в природе. Условия моделирования материала и конструкции оболочки, а также материала наполнителя должны обеспечивать полное подобие напряженного состояния природы и модели. Для решения этой задачи использованы методы теории подобия и анализа размерностей [133].

Для моделирования использованы масштабные множители α , связывающие все величины, входящие в систему уравнений для природы (X_n) и в систему уравнений для модели (X_m) [263]:

$$X_m = \alpha \cdot X_n. \quad (4.1.1)$$

Таким образом введены:

α_γ – масштаб объёмных сил собственного веса среды;

α_φ – масштаб угла внутреннего трения среды ($\sin \varphi_m = \alpha_\varphi \cdot \sin \varphi_n$);

α_c – масштаб связности среды.

Для размеров, нагрузок и напряжений также введены соответствующие масштабные множители:

α_l – масштаб длин;

α_p – масштаб напряжений.

Исследования моделей сооружений, в которых грунт или иная дисперсная среда является важным конструктивным элементом, в лабораторных условиях проводятся, как правило, при подобии, но неравенстве напряжений в среде модели и натуре [263]. Соблюдение подобия и равенства напряжений среды модели и натуре ($\alpha_p = 1$) требует значительного увеличения удельного веса среды модели (в $1/\alpha_l$ раз), и может быть достигнуто методами центробежного моделирования [103].

Условия моделирования грунта установлены на основе анализа задачи о напряжённом состоянии основания сооружения, которое при любой степени развития областей пластических деформаций, может быть представлено соответствующими решениями смешанной задачи теории линейно деформированной среды и теории предельного равновесия [263]:

$$\alpha_p = \alpha_c = \alpha_l \cdot \alpha_\gamma; \quad \alpha_\varphi = 1. \quad (4.1.2)$$

В работе предполагается использование несвязной среды ($\sigma_c = 0$), для которой условия моделирования 4.1.2 принимают вид:

$$\alpha_p = \alpha_l \cdot \alpha_\gamma; \quad \alpha_\varphi = 1. \quad (4.1.3)$$

Масштабные коэффициенты назначаются в зависимости от конкретных условий эксплуатации конструкции. Например, для оболочечных конструкций, используемых при возведении подпорных, причальных и оградительных сооружений, наполнитель натуре – это сухой либо обводнённый крупнообломочный грунт, лишённый связности и обладающий заданными высокими прочностными показателями. Средний удельный вес наполнителя массивной оболочечной конструкции с учётом взвешивающего действия воды колеблется в пределах $\gamma_n = 10 \div 11 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi_n = 30 \div 35^\circ$, удельный вес грунта основания принят $\gamma_n = 20 \text{ кН/м}^3$.

С использованием условий моделирования для сыпучей среды (4.1.3) в качестве наполнителя для модели принят сухой песок с удельным весом $\gamma_m = 16 \text{ кН/м}^3$ и углом внутреннего трения $\varphi_m = 30^\circ$ (физические, деформационные и прочностные показатели установлены стандартными методами согласно ГОСТ 25100, 5180, 12536, 23906).

Принятые масштабные множители α для грунтовой составляющей экспериментальной модели приведены в табл. 4.1.1.

Таблица 4.1.1 – Масштабные факторы (грунт)

Элемент	α_l	α_γ	α_p	α_φ
Наполнитель	0.05	1.6	0.08	1
Основание	0.05	0.8	0.04	1

Ожидаемые средние давления в основании оболочечных конструкций с наполнителем могут находиться в диапазоне до 600 кПа, поэтому для заданных условий моделирования следует предусмотреть возможность уверенной фиксации напряжений в основании модели до 30÷50 кПа.

Параметры модели тонкой оболочки, удерживающей наполнитель, могут быть получены из условия геометрического подобия:

$$J_m = \alpha_l^4 \cdot J_n, \quad (4.1.4)$$

где J_m – момент инерции модели, м⁴; J_n – момент инерции натуре, м⁴.

Уравнение зависимости жёсткости элемента от свойств грунтовой среды получено из условия равенства отношения жёсткости модели и натуре отношению напряжений для модели и натуре [228]:

$$\frac{J_m \cdot E_m}{J_n \cdot E_n \cdot \alpha_l^4} = \frac{\sigma_m}{\sigma_n} = \alpha_p = \alpha_l \cdot \alpha_\gamma, \quad (4.1.5)$$

где E_m – модуль упругости модели, кПа; E_n – модуль упругости натуре, кПа, откуда жёсткость элемента модели:

$$J_m \cdot E_m = J_n \cdot E_n \cdot \alpha_l^5 \alpha_\gamma, \quad (4.1.6)$$

отсюда:

$$J_m = \frac{J_n \cdot E_n \cdot \alpha_l^5 \alpha_\gamma}{E_m}. \quad (4.1.7)$$

Жёсткость натуре (прототипа) задана для выполненной из стали оболочки ($\gamma_n = 78,5$ кН/м³, $E_n = 2,1 \cdot 10^8$ кПа) диаметром $D_n = 10,0$ м, высотой $H_n = 14,5$ м с толщиной листа $t_n = 0,014$

м. Параметры физической модели установлены с учётом правил моделирования с соблюдением масштаба 1:20 ($\alpha_l = 0,05$). Модель оболочки выполнена из пластика ($\gamma_m = 7 \text{ кН/м}^3$, $E_m = 1,5 \cdot 10^5 \text{ кПа}$: определены стандартными испытаниями), диаметр модели $D_m = 50 \text{ см}$, высота $H_m = 72,5 \text{ см}$. масштабные множители для конструкции оболочки приведены в табл. 4.1.2.

Таблица 4.1.2 – Масштабные факторы (оболочка)

Элемент	α_l	α_γ	α_p	α_φ
Оболочка	0.05	0.089	0.0045	-

В результате для определённых масштабных множителей (табл. 4.1.2) и определённых стандартными методами физических и физико-механических характеристик материала модели γ_m и E_m получена толщина стенки модели t_m оболочки (табл. 4.1.3):

$$t_m = \frac{1}{2} \left(D_m - \sqrt{D_m^2 - \frac{64 J_m}{\pi}} \right). \quad (4.1.8)$$

Таблица 4.1.3 – Параметры физической модели оболочки

Материал модели	Удельный вес материала модели γ_m , кН/м^3	Диаметр модели D_m , м	Высота модели H_m , м	Модуль упругости материала модели E_m , кПа	Толщина стенки модели t_m , м
Пластик	7,0	0,5	0,725	$1,5 \cdot 10^5$	0,004

Условия моделирования динамического нагружения

Выше описаны общие положения моделирования сооружения (оболочки, заполненной грунтом) и грунтового основания, масштабные множители приведены в табл. 4.1.1, 4.1.2. Далее для удобства дальнейших рассуждений с учётом традиционных обозначений для моделирования динамических явлений масштабные коэффициенты (константы подобия) основания обозначены следующим образом ($C = \frac{1}{\alpha}$):

C_γ – коэффициент объёмных сил собственного веса среды;

C_φ – коэффициент подобия угла внутреннего трения среды;

C_c – коэффициент подобия связности среды;

C_l – коэффициент подобия линейных размеров;

C_σ – коэффициент подобия напряжений среды.

В результате коэффициенты подобия составляют: $C_\gamma = 1,25$; $C_\phi = 1$; $C_c = 0$; $C_l = 20$; $C_\sigma = 25$.

Моделирование волновых явлений

Для сохранения условий подобия при построении модели задаются константы или критерии подобия [55]. Известно [117], что в отличие от гидродинамических и тепловых явлений условия подобия для упругих волн в твёрдых телах исследованы недостаточно.

Критерии подобия между натурой (n) и моделью (m) в отношении волновых явлений могут быть представлены в следующем виде [117]:

для скоростей V распространения поперечных и продольных волн:

$$C_v = \frac{V_H}{V_M} \quad (4.1.9)$$

константа подобия для смещений u :

$$C_u = \frac{u_H}{u_M} = C_l \quad (4.1.10)$$

константа подобия времени t :

$$C_t = \frac{t_H}{t_M} = \frac{V_M \cdot u_H}{V_H \cdot u_M} = \frac{C_l}{C_v} \quad (4.1.11)$$

константа подобия частот f :

$$C_f = \frac{f_H}{f_M} = \frac{V_H \cdot u_M}{V_M \cdot u_H} = \frac{C_v}{C_l} \quad (4.1.12)$$

константа подобия усилий σ :

$$C_\sigma = \frac{\sigma_H}{\sigma_M} = \frac{\rho_H \cdot V_H^2}{\rho_M \cdot V_M^2} = C_\gamma C_v^2 \quad (4.1.13)$$

Здесь ρ – плотность среды природы (n) и модели (m).

Принимая коэффициент подобия напряжений $C_\sigma = 25$ и коэффициент подобия собственного веса среды $C_\gamma = 1,25$, и используя выражения для нахождения критериев подобия (4.1.9) ÷ (4.1.13) определим характеристики модели.

Константа подобия скоростей распространения волн определяется из выражения

$$(4.1.13): C_v = \sqrt{\frac{c_\sigma}{c_\gamma}} = \sqrt{\frac{25}{1,25}} = 4,47.$$

Скорость распространения волн в грунтах может быть принята согласно нормативным [23] и литературным источникам. Например, скорость распространения поперечных волн в гравии с примесью песка $V_s = 400$ м/с [180]. Отношение продольных скоростей к поперечным V_p/V_s для данной категории грунтов может быть принято в среднем 1,95 [23], тогда скорость распространения продольных волн $V_p = 780$ м/с. В результате скорости распространения продольных и поперечных волн для грунтового массива модели равны соответственно ≈ 180 м/с и 90 м/с.

$$\text{Константа подобия времени согласно (4.1.11): } C_t = \frac{c_l}{c_v} = \frac{20}{4,47} = 4,47.$$

При заданной длительности сейсмического воздействия, например, $15 \div 20$ сек. длительность воздействия и длительность измерений для эксперимента должна составлять приблизительно $t \approx 3,5 \div 5$ сек.

Константа подобия частот: $C_f = \frac{c_v}{c_l} = \frac{4,47}{20} = 0,2235$. Константа подобия для смещений равна коэффициенту подобия линейных размеров: $C_u = C_l = 20$.

С использованием назначенных констант моделирования определяют интересующий диапазон частот колебаний установки, вычисляют требуемую жёсткость системы, определяют вводимую в систему силу воздействия, обеспечивающую необходимую частоту колебаний.

4.2 Экспериментальные установки

Экспериментальные исследования направлены на калибровку и валидацию численных моделей сооружения, то есть выполняются со следующими основными целями:

- определение параметров переходного слоя, введённого в расчётной модели на контакте оболочки и наполнителя путём сопоставления перемещений, полученных для численной и физической модели (калибровка модели);
- проверка адекватности полученных при численном моделировании значений напряжений в грунте основания напряжениям, полученным при обработке данных физического эксперимента (валидация модели).

Создаваемые образцы экспериментальных установок должны позволять проводить исследования моделей заполненных оболочек на податливом основании при внецентренном нагружении. Экспериментальная система должна позволять фиксировать следующие параметры физической модели системы:

- величину вводимой в систему нагрузки или воздействия;
- перемещения точек модели с помощью датчиков перемещений, установленных в интересующих точках или с определённым шагом по высоте модели;
- напряжения в теле оболочки с помощью тензометрических датчиков, наклеенных на поверхность оболочки в наиболее характерных местах (опорная зона) и настроенной тензометрической системы;
- напряжения внутри наполнителя, а также их распределение по глубине основания за счёт установленных в грунте на разных глубинах датчиков объёмной деформации;
- динамические характеристики системы (виброперемещения, скорости, ускорения)

4.2.1. Установка для условий статического нагружения

Установка состоит из следующих основных элементов (схема на рис 4.2.1):

- железобетонный грунтовый лоток размером 2,9 x 2,9 x 1,3(*h*) м, верхняя грань которого совпадает с отметкой окружающей спланированной поверхности земли;
- система (механизм) нагружения, позволяющий прикладывать нагрузку горизонтально к оголовку оболочки;
- система фиксации перемещений заполненной оболочки (датчики перемещений часового типа ИЧ-10);
- система фиксации напряжений в теле оболочки (тензометры и регистрирующая аппаратура ИДТЦ-01);

- система фиксации напряжений в грунте наполнителя и основания (датчики объёмной деформации и регистрирующая аппаратура).

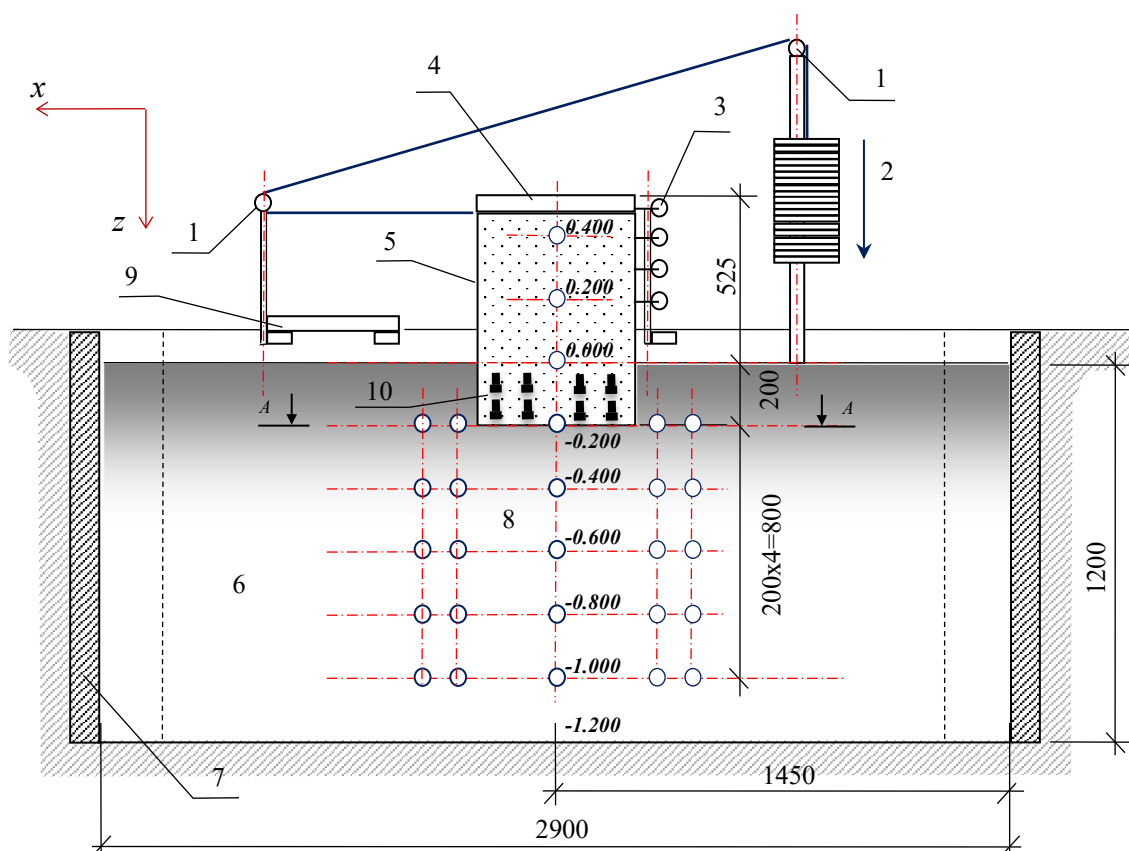


Рисунок 4.2.1 – Схема экспериментальной установки

1 – шарнир; 2 – груз, нагрузка; 3 – датчики перемещений; 4 – оголовок; 5 – оболочка с наполнителем; 6 – грунт в лотке; 7 – стенки лотка; 8 – датчики деформаций в грунте; 9 – вспомогательные конструкции; 10 – тензометры

Элементы системы

Предварительные расчёты показали, что для намеченного размера модели и условий нагружения влияние условий контакта внутренних стенок лотка заданного размера (2,9 x 2,9 x 1,3 м) с грунтом основания на результаты измерений будут пренебрежимо малы.

Внутренняя полость лотка была размечена по слоям в соответствии с последовательностью заполнения (рис. 4.2.2). Каждый слой грунта (воздушно-сухой песок) после укладки выравнивался и уплотнялся, для каждого слоя отобраны образцы грунта для контроля плотности методом режущего кольца.

По достижению проектной отметки - 0,200 м оболочка устанавливалась на выверенную грунтовую поверхность, с контролем вертикальности оболочки (рис. 4.2.3, а).

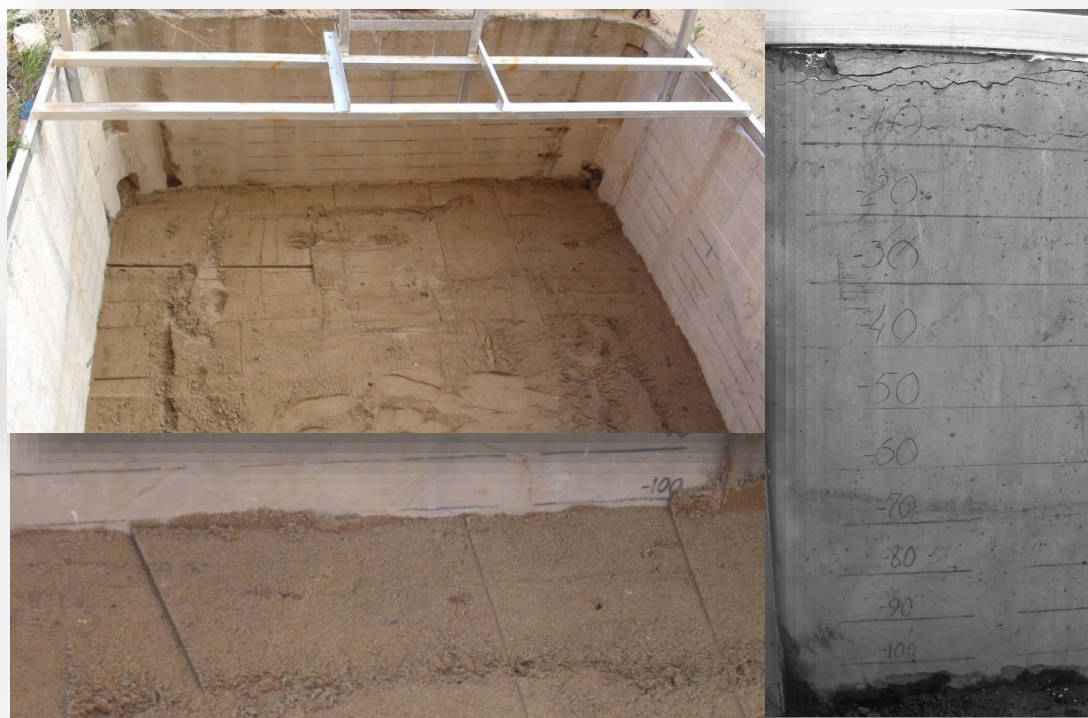


Рисунок 4.2.2 – Экспериментальный грунтовый лоток. Разметка стен



Рисунок 4.2.3 – Заполнение лотка. а – установка оболочки; б – заделка оболочки в основании; в – крепление оголовка

Засыпка наполнителя в оболочку происходила с просеиванием и уплотнением грунта, каждые 200 мм грунт выравнивался в соответствии с отметками, нанесенными на внутреннюю поверхность оболочки (рис. 4.2.3, б). По достижению отм. + 0,525 м устанавливалась модель жёсткого оголовка (рис. 4.2.3, в). Устройство передачи нагрузки на оболочку и иллюстрация смонтированной испытательной установки приведены на рис. 4.2.4.



Рисунок 4.2.4 – Элементы установки. а, б – шарнирные блоки; в – устройство передачи нагрузки на оголовок; г – смонтированная установки

Датчики деформаций в грунте

В качестве измерительной системы для фиксации напряжений в толще грунта основания под оболочкой, а также в наполнителе выбран пьезометрический глубинный способ с использованием датчиков объёмной деформации (например, [194]), рис. 4.2.5.

Способ заключается в определении изменения плотности в выделенном участке грунтового массива с последующим вычислением напряжений, возникающих в выделенном объёме грунта. Для возможности фиксации напряжений предварительно проводится процедура тарировки показаний датчиков при известных давлениях.

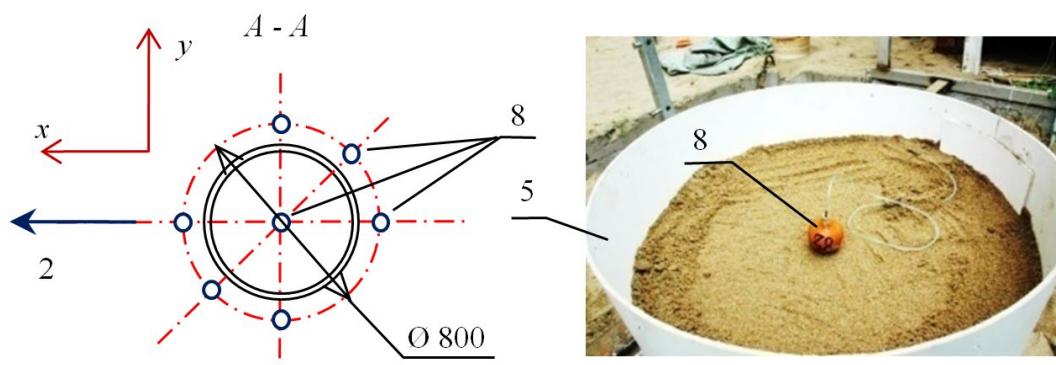


Рисунок 4.2.5 – Датчики деформаций в грунте (сечение и обозначения см. рис. 4.2.1)

Выбор датчиков объёмной деформации помимо простоты изготовления обусловлен рядом причин, среди которых основные:

- высокая чувствительность датчиков объёмной деформации к изменению напряжений в грунте даже в небольшом диапазоне;
- отсутствие необходимости точной ориентации измерительной плоскости (например, в составе мездозы) перпендикулярно ожидаемому направлению действия преобладающих напряжений;
- датчик объёмной деформации имеет сферическую поверхность, таким образом напряжения могут быть определены для любого угла наклона элементарной площадки в грунте.

Датчик объёмной деформации представляет собой сферическую эластичную оболочку, к которой прикреплена пьезометрическая трубка со шкалой (рис. 4.2.6).

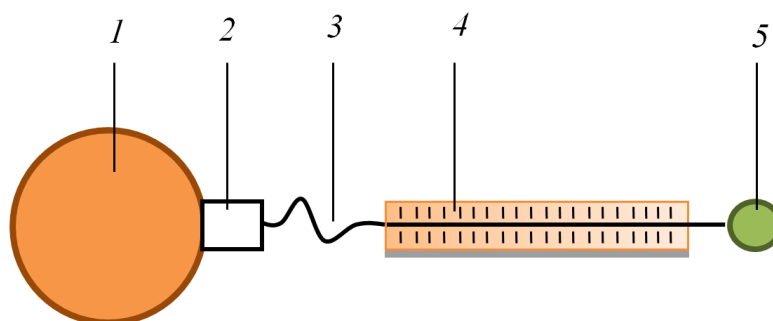


Рисунок 4.2.6 – Схема датчика объёмной деформации: 1 – эластичная оболочка с грунтом; 2 – фильтр; 3 – пьезометрическая трубка; 4 – шкала; 5 – эластичная ёмкость, свёрнутая в спираль (компенсатор)

С другого конца трубка имеет компенсатор – эластичную ёмкость, свёрнутую в спираль (для возможности заполнения воздухом). Полость датчика заполнена грунтом, аналогичным грунту основания. Поры грунта внутри датчика заполняются жидкостью, выходное отверстие датчика в месте соединения с трубкой снабжено фильтром, непроницаемым для частиц грунта. При этом эффект взвешивания грунта (всплывание частиц) исключается, так как объём датчика ограничен оболочкой. Процесс подготовки датчиков и система пьезометрических трубок приведены на рис. 4.2.7.

Датчик объёмной деформации работает следующим образом. Датчик помещают в исследуемую точку грунта на заданной глубине и фиксируют первоначальный уровень жидкости в пьезометрической трубке. Под нагрузкой грунт деформируется, что вызывает деформацию оболочки вместе с находящимся в ней грунтом. Происходит выжимание воды из пор грунта, заключённого в датчике и подъём уровня жидкости в трубке. Зная результаты тарирования датчиков при известных давлениях, можно судить о напряжениях, возникающих в данной точке грунтового массива.

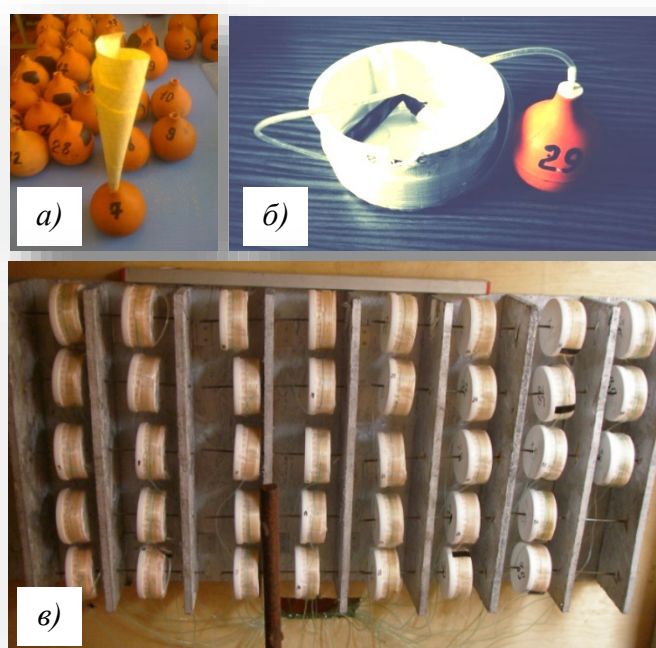


Рисунок 4.2.7 – Датчик объёмной деформации: а – заполнение грунтом; б – датчик с пьезометрической трубкой, намотанной на цилиндр со шкалой; с – система пьезометрических трубок

Нагружение установки

Схема нагружения оболочки с основными размерами модели и лотка приведена на рис. 4.2.1. В ходе эксперимента прикладывалась горизонтальная нагрузка к оголовку оболочки. Нагрузка прикладывалась поэтапно, отдельными ступенями (0, 0.04, 0.08...0.24, 0.32, 0.4...1,12 (кН) – всего 17 ступеней) до достижения условных предельных перемещений (≈ 10 мм для модели, что соответствует ≈ 20 см в реальности). Нагрузка на каждой последующей ступени прикладывалась после затухания деформаций от предыдущей ступени нагружения (0,01 мм/ч на датчиках деформаций, ± 5 мкОм/Ом на тензометрических датчиках). При этом системно фиксировались показания установленных датчиков перемещения конструкции, тензометрических датчиков и датчиков деформации в грунте.

4.2.2. Установка для условий динамического нагружения

Для создания экспериментальной установки с возможностью динамического нагружения предварительно выполнен обзор исследований, проведённых с использованием специальных установок для схожих условий эксперимента, указаны особенности моделирования динамических воздействий при их использовании. В составе крупных профильных научно-исследовательских организаций сконструированы, защищены патентами и успешно эксплуатируются различные испытательные установки, позволяющие воспроизводить динамические воздействия различного характера в зависимости от целей и задач исследований. Большие испытательные стенды (например, в составе ЦИСС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 26-го ЦНИИ МО РФ, испытательного центра E-Defence и многих других организаций) позволяют проводить испытания сооружений и их фрагментов в натуральную величину.

Для работы с малыми моделями основные конструктивные решения стендов представляют собой подвижные плоские горизонтальные платформы относительно небольших размеров, закреплённые посредством податливых связей [191, 192, 202, 203, 193]. Приведённые решения являются достаточно удобными и универсальными. При этом предполагается представление модели грунтового основания сооружения либо в виде связей конечной жёсткости (пружин), либо в виде небольшого грунтового лотка, установленного на платформу. В данной работе поставлена задача расширения возможностей моделирования сооружений, воспринимающих динамические нагрузки, путём имитации динамических колебаний основания сооружения в грунтовом лотке. Технический результат предлагаемого решения состоит в возбуждении колебаний всей системы (подвижного лотка, заполненного

грунтом, с установленной на грунт моделью сооружения), создаваемых приводами, работающими от различных пульсирующих установок, в простейшем случае – посредством удара (толчка) молота заданной массы (бойка) по основанию лотка, либо сообщением системе заданных начальных перемещений (начальное сжатие пружин).

Проект экспериментальной установки

В Дальневосточном Федеральном Университете (кафедра гидротехники, теории зданий и сооружений и департамент геоинформационных технологий) по совместной разработке Н.Я. Цимбельмана, И.Г. Кузнецова, Т.И. Черновой и Т.Е. Нагибович (Шалой) была предложена и сконструирована динамическая платформа, отвечающая заданным условиям (рис. 4.2.12).

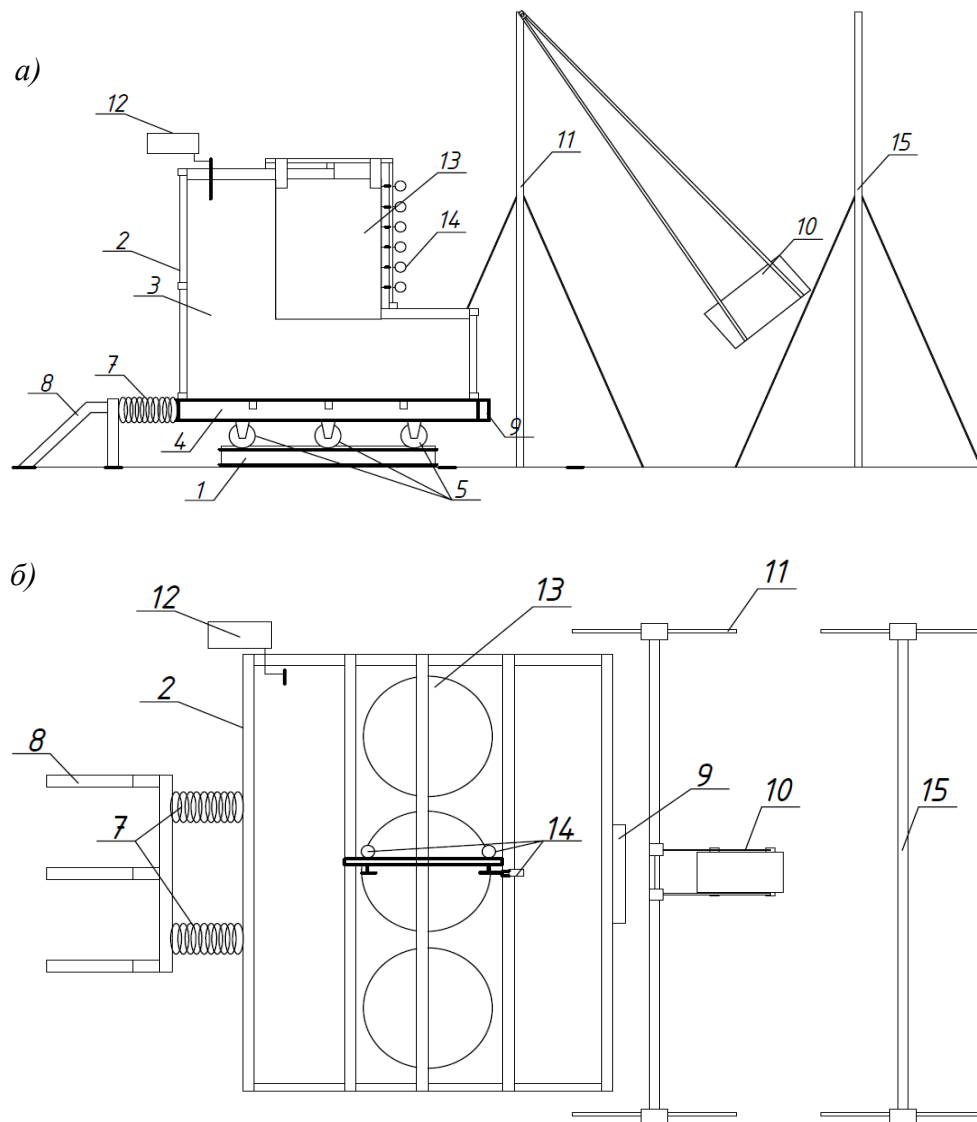


Рисунок 4.2.12 – Динамическая платформа; а – вид сбоку, б – вид в плане

Экспериментальная установка [201] относится к универсальным устройствам для проведения модельных испытаний строительных конструкций и их оснований, воспринимающих динамические нагрузки и может быть использована для оценки деформаций сооружений, их фундаментов и грунтовых оснований при строительстве в сейсмически опасных районах, либо испытывающих динамические нагрузки иного рода, но воспринимаемые сооружением также через основание (взрывы, транспортная вибрация и др.). Задачей, на решение которой направлена предлагаемая экспериментальная система, является расширение возможностей моделирования сооружений, воспринимающих динамические нагрузки, путём имитации динамических колебаний основания сооружения в грунтовом лотке. Технический результат состоит в создании динамических колебаний всей системы (подвижного лотка, заполненного грунтом, с установленной на грунт моделью сооружения) посредством введения в систему ограниченной по времени действия внешней силы: например, толчком молота заданной массы (бойка) по основанию лотка, либо сообщением системе заданных начальных перемещений (сжатие пружин).

Динамическая платформа установлена на неподвижное основание 1 (рис. 4.2.12). Основание представляет собой металлическую раму, состоящую из направляющих элементов (рельсов), скрепленных поперечными соединительными элементами.

Грунтовый лоток 2, заполненный грунтом 3, выполнен, как ёмкость – лоток (1,5 x 1,7 x 0,5÷1,2(*h*) м), содержащая металлический каркас, обшитый листовой сталью. На грунт устанавливается модель сооружения 13. Нижняя часть грунтового лотка 3 выполнена в виде рамы 4, снабженной колёсами 5 (по три с каждой стороны), установленными на внешней стороне дна 6 рамы 4, с возможностью вращения. С одной из сторон рама 4 крепится через пружины 7 к неподвижной опоре 8. С противоположной стороны рамы 4 предусмотрен отбойник 9 (набранный из профилированного металла), по которому будет выполняться толчок бойком 10. Боек 10 выполнен из металлических стержневых элементов и небольшого металлического ящика и крепится к металлической раме 11 с помощью тяжёлых (гибких тяг). Кроме того, показаны датчики динамических колебаний 12, модель сооружения 13 и датчики перемещений 14, фиксирующие перемещения модели в направлении действия нагрузки. Возможно крепление на модели тензометрических датчиков для фиксации (при предварительной тарировке) напряжений в стенках оболочки. Для отвода бойка от положения равновесия установлена дополнительная металлическая рама 15, к которой крепится система полиспада и спусковой механизм.

Для обеспечения возможности моделирования динамической нагрузки на установленную в лоток с грунтом модель сооружения в виде затухающих колебаний необходимой частоты, имитирующих реальное динамическое воздействие, предварительно определяют жёсткость пружин 7 , задают массу бойка 10 и вычисляют высоту либо угол стартового положения бойка (см. подраздел «Назначение параметров испытаний»). Альтернативный способ приведения системы в движение – задание начального перемещения системы с учётом масштаба линейных размеров.

Реализация проекта установки

Установка сконструирована в соответствии с приведёнными выше проектными проработками и размещена в лаборатории Геотехники Политехнического института Дальневосточного федерального университета (рис. 4.2.13).

Выполнена пробная подготовка установки к испытаниям на примере фрагмента протяжённого подпорного сооружения из трёх примыкающих друг к другу оболочек, заполненных грунтом. Центральная оболочка – основная, её поведение подлежит анализу; две крайние устанавливаются конструктивно для обеспечения реалистичных условий работы центральной оболочки.

Последовательность загрузки установки состоит в следующем. Вначале формируется модель грунтового основания: в грунтовый лоток загружается песок, характеристики которого предварительно установлены стандартными испытаниями.



Рисунок 4.2.13 – Экспериментальная установка

Песок укладывается слоями по 10÷15 см толщиной с последующим уплотнением и выравниванием слоя. Для каждого слоя проводился контроль достигнутой при уплотнении плотности грунта стандартным методом режущего кольца. Контроль горизонтальности полученной поверхности проводится при помощи пузырькового уровня. Краевые труднодоступные зоны в лотке необходимо уплотнять малыми ручными трамбовками.

После подготовки основания в лоток устанавливается модель сооружения. Первой, по центру, устанавливается испытуемая оболочка. Испытуемая оболочка выравнивается по вертикали и заполняется в соответствии с планируемой технологией производства работ. Для обеспечения целостности формы оболочки вначале формируется нижний слой грунта-наполнителя. Внутри укладывается слой песка толщиной 10 см, с дальнейшим уплотнением. Далее устанавливаются вспомогательные оболочки, слева и справа от испытуемой. Аналогично основной, вспомогательные оболочки выравниваются по вертикали и заполняются слоем наполнителя.

Далее укладывается слой песка той же мощности снаружи оболочки и его уплотнение. Следующим этапом – проводится укладка и уплотнение следующего слоя наполнителя. Таким образом, укладка наполнителя и внешней засыпки ведётся последовательно: после укладки слоя наполнителя, проводится засыпка и трамбование грунта вокруг оболочки слоем той же толщины, и так далее до полного формирования наполнителя и окружающего грунта.

При достижении запланированной величины заглубления оболочек в основание (20 см) засыпка формируется с тыльной стороны модели подпорного сооружения – на участке формирования активного давления засыпки.

Приборы и материалы для проведения экспериментальных исследований

На данном этапе основное оборудование, которым оснащена экспериментальная установка – это система регистрации и обработки параметров динамических колебаний и устройства, позволяющие либо ввести в систему силовое воздействие, вызывающее колебания лотка нужной частоты, либо создать необходимые начальные перемещения.

Как вариант силового воздействия на лоток предусмотрен боёк – рис. 4.2.12. Масса бойка и высота его подъёма определяется из требования сжатия пружин, жесткость которых подобрана из условия обеспечения колебаний нужной частоты (см. подраздел «Назначение параметров испытаний»). Другой вариант приведения системы в движение – устройство, обеспечивающее заданные начальные перемещения системы. При известной заданной величине прогнозируемого перемещения, вычисленного с учётом масштаба эксперимента, для имитации колебаний системы применяется способ сжатия пружин известной жёсткости на необходимую величину с последующим высвобождением связи. Для этого конструкция

снабжена резьбовой втулкой, с одной стороны закрепленной на подвижной раме лотка, а с другой стороны проходящей через отверстие в неподвижной опоре.

Величина сжатия пружины (начального перемещения лотка) контролируется с помощью показаний индикатора линейных размеров часового типа (ИЧ-50) с шагом измерения 0,01 мм. Сжатие пружин производится закручиванием гайки на резьбовой шпильке, которая упирается в металлическую пластину (замок). После достижения заданной величины сжатия последняя вынимается по направляющим, высвобождая систему. Схема конструкции замка представлена на рисунке рис. 4.2.14.

После установки модели конструкции в проектное положение устанавливается требуемое по условиям испытаний количество датчиков динамических колебаний. Измерения проводились многоканальным виброанализатором «Вибран 3.0».

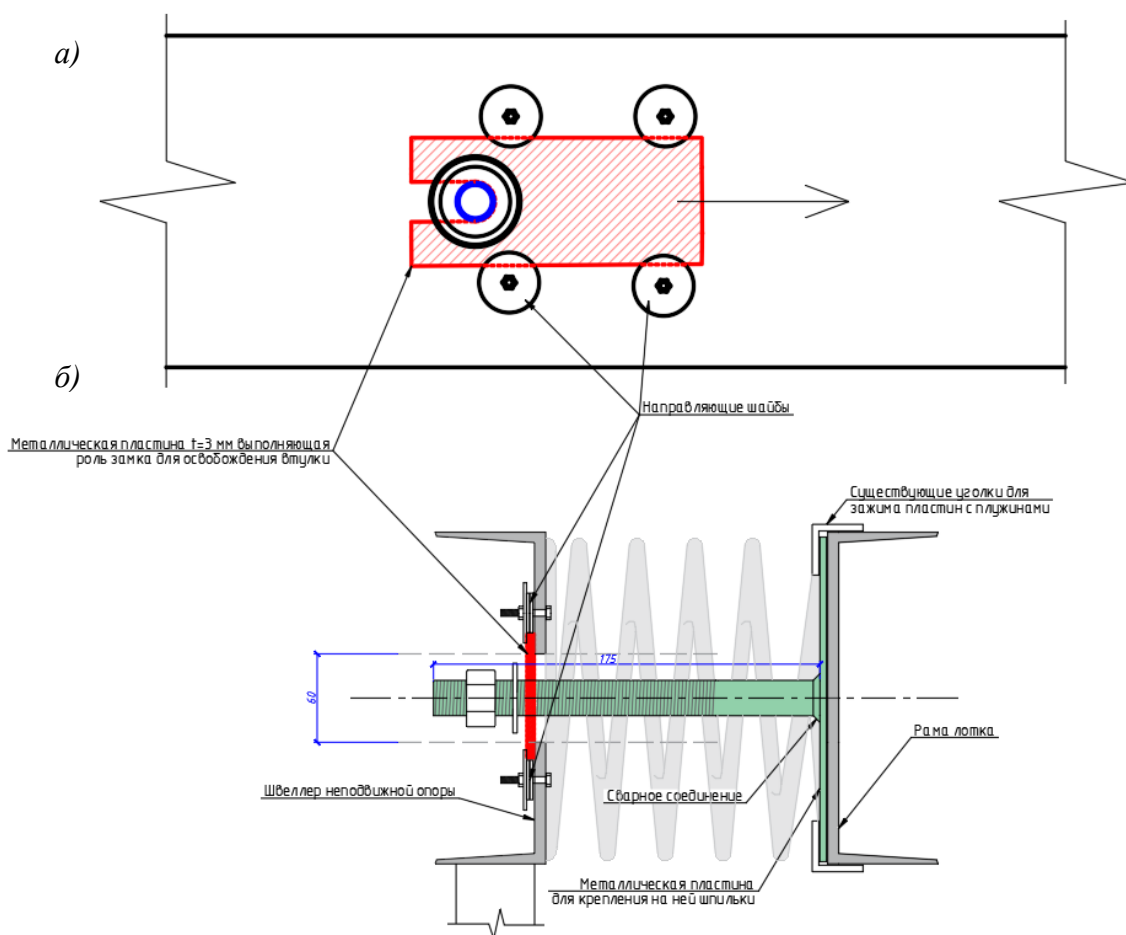


Рисунок 4.2.14 – Узел замка высвобождения упругой связи (пружин) (а – вид спереди, б – поперечный разрез)

Число измерений и возможности оборудования определяется задачами эксперимента. Различные модификации прибора могут включать четыре и более датчиков.

Датчики размещены в пределах экспериментальной установки: на грунте засыпки у тыловой грани модели; на поверхности внутреннего наполнителя оболочки, на поверхности грунта у основания оболочки; на основании лотка. Для пробных испытаний датчики (регистрационные каналы) были установлены в последовательности: канал 1 – на обратной засыпке, между задней стенкой лотка и оболочкой; канал 2 – в теле оболочки, на поверхности наполнителя, в центре окружности (рис. 4.2.15), канал 3 – у основания оболочки (рис. 4.2.16), канал 4 – основание лотка.



Рисунок 4.2.15 – Расположение каналов 1 (слева) и 2

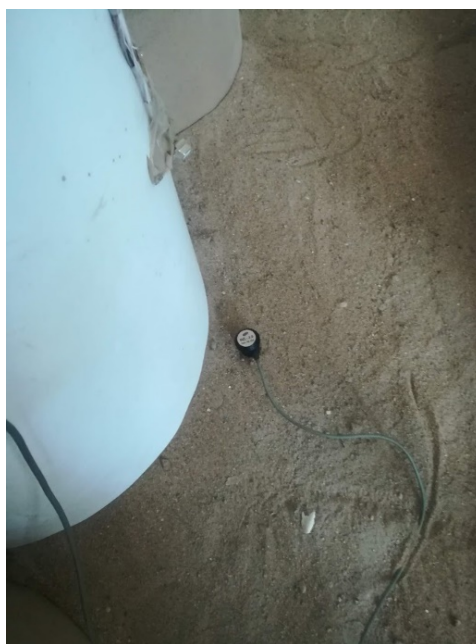


Рис. 4.2.16. Расположение канала 3

Установка может наращиваться моделями дополнительных элементов сооружения, потенциально оказывающими существенное влияние на характер его работы под нагрузкой. Этап формирования модели для проведения пробных замеров показана на рис. 4.2.17.



Рис. 4.2.17. Расположение датчиков 1÷3

Последовательность испытания

Для возможности получения достоверных результатов проводится не менее шести испытаний. Определение значений всех упомянутых далее начальных параметров испытания приведено далее («Назначение параметров испытаний»). Каждое из испытаний выполняется следующим образом.

При необходимости моделирования силового воздействия: в полость бойка укладывается груз заданной массы m . Боек отводится от положения равновесия в начальное положение (на вычисленный угол α , либо высоту подъёма h) и производится сброс. Толчок происходит в уровне нижней грани грунтового лотка, при этом грунтовый лоток выполняет колебания в заданном диапазоне частот в горизонтальном направлении. В ходе испытания фиксируются показания датчиков динамических колебаний.

В результате эксперимента определяются виброперемещения контрольных точек – например, у основания оболочки, в теле оболочки, за оболочкой на поверхности засыпки. Предусмотренное на установке оборудование позволяет определить полный спектр зависимости виброперемещений от частот.

Назначение параметров испытаний

Далее приведена последовательность назначения параметров испытаний для обеспечения ожидаемых динамических характеристик системы с учётом масштаба модели сооружения.

Назначение жёсткости упругих связей (пружин)

Необходимая частота колебаний обеспечивается жёсткостью пружин исходя из следующих рассуждений. Основная круговая собственная частота колебаний ω одномассовой системы определяется как:

$$\omega = \left(\frac{k}{m}\right)^{0,5}, \quad (4.2.1)$$

где k – жёсткость опоры; m – масса объекта. В результате:

$$k = \omega^2 \cdot m. \quad (4.2.2)$$

При известном весе системы G лотка с грунтом и известном диапазоне несущей частоты f ($f_{min} \div f_{max}$) наиболее вероятных землетрясений в данном районе или других динамических воздействий, передаваемых сооружению через основание, суммарная жёсткость пружин k экспериментальной установки, обеспечивающая заданный диапазон колебаний, равна:

$$k = [2\pi(f_{min} \div f_{max})]^2 \frac{G}{g}, \quad (4.2.3)$$

где $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения.

Например, при несущей частоте наиболее вероятных землетрясений в районах Приморья и Японского моря f от 0,7 до 2,2 Гц [180] с учётом условий подобия (4.1.12, т.е. при $C_f = 0,2235$), частоты модельных колебаний составят f от 3,13 до 9,84 Гц. Таким образом для веса системы $Q = 30 \text{ кН}$ (вес лотка с грунтом и оборудованием) для обеспечения максимальной частоты суммарная жёсткость связей (пружин) составит: $k = (2 \cdot \pi \cdot 9,84)^2 \frac{30}{9,81} = 11697,8 \text{ кН/м}$.

Приведение в движение по заданному силовому воздействию

Сила, необходимая для обеспечения в системе колебаний нужной частоты, складывается из силы трения качения $F_{тк}$ и силы сжатия пружины $F_{сж}$:

$$F = F_{тк} + F_{сж}, \quad (4.2.4)$$

Здесь $F_{тк}$ равна произведению веса установки G на коэффициент трения-качения f_k , отнесённому к радиусу колеса лотка r :

$$F_{тк} = (G \cdot f_k) / r \quad (4.2.5)$$

Сила сжатия пружин модели определяется как произведение жёсткости связей k на перемещение модели u_m :

$$F_{сж} = k \cdot u_m \quad (4.2.6)$$

Перемещение модели u_m определяется по условиям подобия (4.1.10) в соответствии с ожидаемыми перемещениями природы u_n , отражёнными на сейсмограммах для данного конкретного либо аналогичного района. Расчёт силового воздействия по приведённым формулам сведён в таблицу:

Таблица 4.2.1 – Определение силового воздействия

$G, кН$	f_k	$r, м$	$F_{тк}, кН$	$u_n, м$	C_u	$u_m, м$	$F_{сж}, кН$	$F, кН$
30	0,005	0,05	3,0	0,2	20	0,01	116,98	119,98

При этом энергия W , необходимая для сдвига лотка и преодоления силы трения качения, определяется как произведение вводимой в систему силы F на заданное перемещение u_m : $W = F \cdot u_m = 1,20$ кДж.

Определение характеристик движения элементов системы

При известной массе лотка M и величине энергии W , необходимой для сдвига лотка на заданную величину перемещения, скорость лотка V_l после толчка определяется из выражения:

$$V_l = \sqrt{\frac{2W}{M}} \quad (4.2.7)$$

Скорость бойка V_6 до момента толчка может быть определена из закона сохранения импульса. При этом известно, что скорость лотка до толчка равна нулю. Приняв нулевой также скорость бойка после толчка (ввиду значительно меньшей его массы m по сравнению с массой лотка M), получим выражение для скорости бойка до толчка:

$$V_6 = \sqrt{\frac{M \cdot V_{л}^2}{m}} \quad (4.2.8)$$

Определение стартового положения бойка

Угол отклонения троса бойка α (рис. 4.2.18) входит в уравнение величины пути S , пройденного бойком от стартового положения до момента толчка:

$$S = \frac{V_6^2}{2g \sin \alpha} \quad (4.2.9)$$

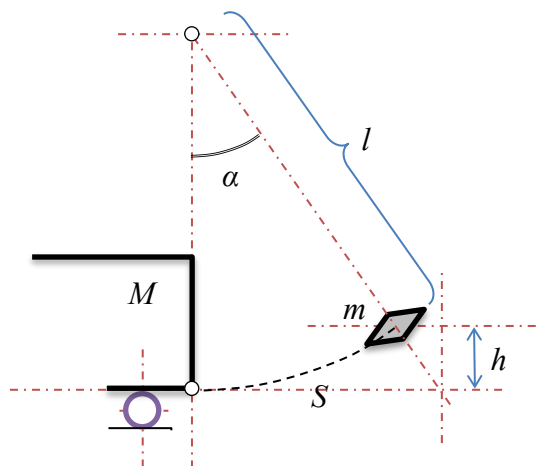


Рис. 4.2.18. Схема расположения бойка

При этом длина дуги окружности радиусом l определяется как $S = \frac{\pi l}{180} \alpha$. В результате требуемый угол α находится в зависимости от определённой ранее скорости бойка V_6 :

$$V_6 = \sqrt{\alpha \frac{\pi l}{90} g \sin \alpha} \quad (4.2.10)$$

Высота подъёма бойка h определяется из выражения:

$$h = l(1 - \cos \alpha) \quad (4.2.11)$$

Пример расчёта характеристик движения элементов системы и определения начального положения бойка, при которых обеспечивается предполагаемая частота колебаний модели, выполненный по приведённым выше формулам, сведён в таблицу (табл. 4.2.2).

Таблица 4.2.2 – Определение параметров эксперимента

$M, кг$	$V_l, м/с$	$m, кг$	$V_b, м/с$	$l, м$	$\alpha, ^\circ$	$h, м$	$S, м$
3000	0,89	120	4,47	1,5	50,0	0,54	1,3

Приведение в движение по заданному начальному перемещению

Заданная величина сжатия пружин может быть определена на основе анализа возможных натуральных перемещений системы с учётом масштабного множителя линейных размеров. Для сохранения условий подобия при построении модели вычислены константы (критерии) подобия [182]. Константа подобия для смещений равна константе подобия линейных размеров: $C_u = C_l = 20$. Данные наблюдений показывают достаточно широкий диапазон фиксируемых при землетрясениях перемещений: амплитуды смещения частиц грунта в эпицентре могут достигать 30 см (землетрясение, произошедшее в Индии 21 июля 1897 года к северу от Калькутты) [104], 200 см (землетрясение с очагом на шельфе Японского моря в городе Ниигата, 1964 г) [239], также известны случаи итогового смещения грунта на расстояние до $6 \div 8,5$ метров (Землетрясение в Калифорнии 1906 г) [370]. Таким образом, натурное значение перемещений величиной, например, 20 см преобразуется в заданные перемещения величиной 1 см для модели системы. Аналогичным образом могут быть заданы начальные перемещения модели для динамических воздействий иного рода.

4.3 Калибровка и валидация базовой численной модели заполненной грунтом оболочки

Задачи калибровки и валидации модели заполненной оболочки приведены в п. 3.4. работы. Далее приведены результаты экспериментальных исследований в сопоставлении с данными численного моделирования.

Результаты измерений и калибровка модели

В настоящем разделе отчёта приведены результаты фиксации перемещений физической модели конструкции в грунтовом лотке при внецентренном нагружении в сравнении с расчётными данными, полученными при вариативном моделировании искомого параметра (перебором) на контакте оболочки с грунтом в предложенной конечно-элементной модели сооружения.

В грунтовом лотке проведены шесть испытаний оболочки (схема, условия и последовательность испытания описаны в п. 4.2.1 работы). Получены средние для серии испытаний значения перемещения верхней точки оголовка модели. Фрагмент графика перемещения верха оголовка модели Δ по оси приложения нагрузки (ось X) в зависимости от прикладываемой нагрузки P приведён на рис. 4.3.1, кривая «Э» (эксперимент).

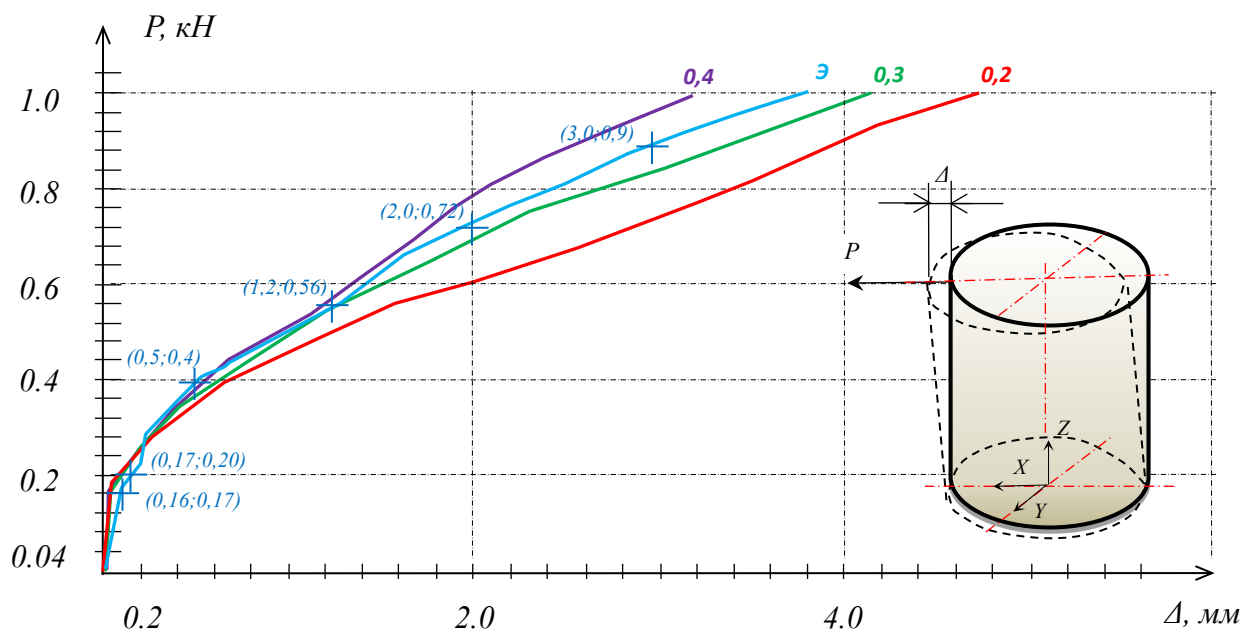


Рисунок 4.3.1 – График зависимости перемещений от нагрузки

Предварительно проведена серия расчётов по предложенной математической модели сооружения (п. 3.1, п. 6.3). Расчёт выполнен для условий, соответствующих условиям проведённого эксперимента (размеры, характеристики грунта, условия нагружения и пр.), в результате существует возможность прямого сопоставления данных расчёта и эксперимента. Выполнена серия расчётов для различных значений коэффициента снижения прочности (R_{inter}) на контакте грунта и оболочки (от 0 до 1, с шагом 0,1). Кривые «0,2», «0,3» и «0,4» на рис. 4.3.1 отражают расчётные перемещения, вычисленные для коэффициента, принятого равным 0,2, 0,3 и 0,4 соответственно.

Для всех ступеней нагружения экспериментально полученные перемещения соответствуют расчётным перемещениям, вычисленным при коэффициенте R_{inter} в диапазоне (0,3; 0,4). Расчётные перемещения резко возрастают при использовании коэффициента $< 0,3$, а при значениях $> 0,4$ интерфейс в численной модели становится более упругим и конструкция приобретает повышенный запас устойчивости, что, как показывает эксперимент, не соответствует действительной работе сооружения. Приведённая методика калибровки может быть применена для сооружений различного очертания, содержащих в своём составе грунт как часть конструкции, либо имеющих значительные поверхности контакта несущих конструкций с окружающим грунтом.

При условии полного отсутствия сцепления на контакте результаты исследований в целом согласуются с приближёнными данными в отношении подпорных сооружений и ограждений котлованов (МГСН 2.07-97, п. 12.9) [8], согласно которым при отсутствии экспериментальных данных в обозначенной области конструкции (на контакте «стена – грунтовый массив») значения физико-механических характеристик грунта условно уменьшаются в два, три и более раз.

Валидация модели для условий статического нагружения

После установления значения коэффициента интерфейса и таким образом окончательного формирования расчётной модели сооружения выполнено сравнение расчётных напряжений, возникающих в теле оболочки, вычисленных по предложенной модели, со значениями напряжений, полученных экспериментально [282].

При эксперименте для фиксации напряжений в теле оболочки использовалась тензометрическая установка российского производства ИДТЦ-01. Система преобразовывает сигнал изменения сопротивления тензометрических датчиков в цифровую индикацию. Схема расположения тензометрических датчиков на теле конструкции оболочки приведена на рис. 4.3.2, рис. 4.2.1.

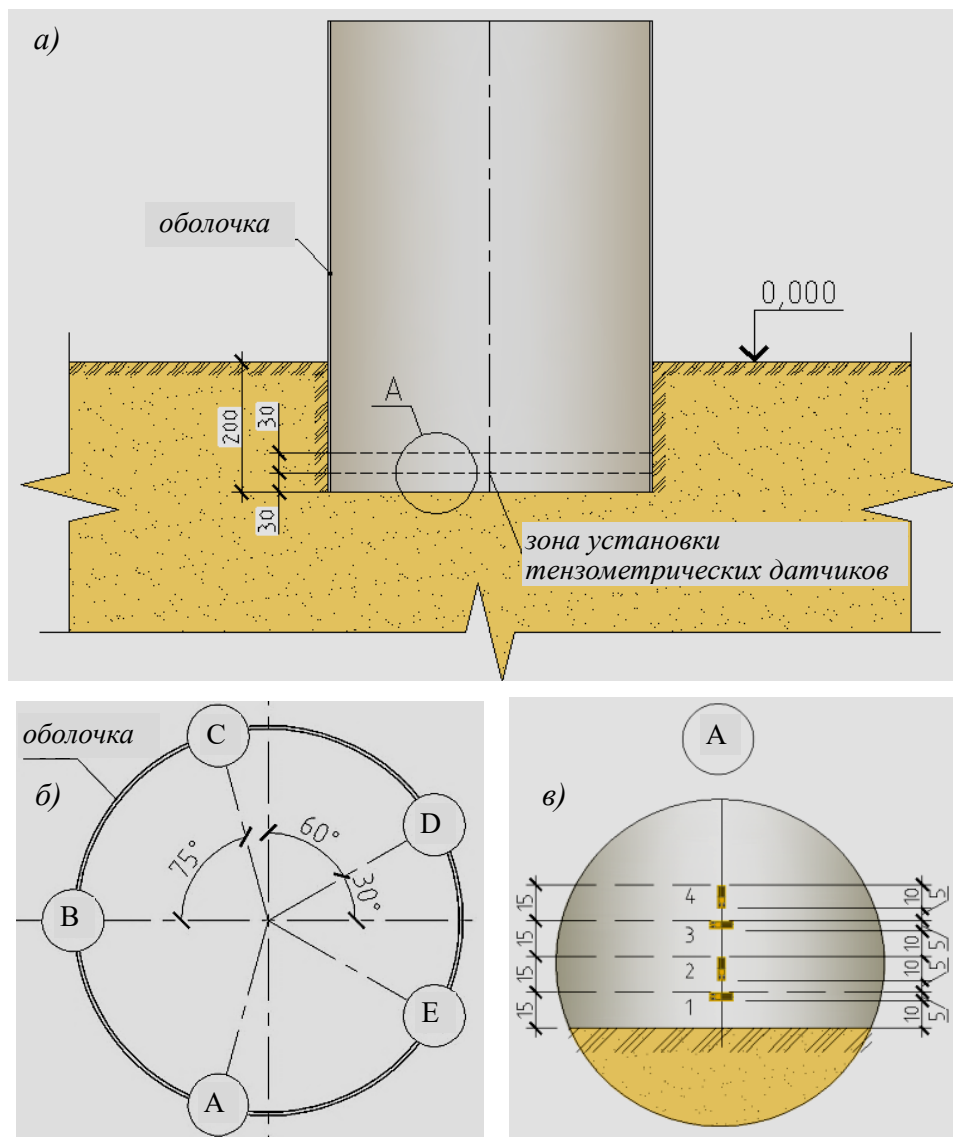


Рисунок 4.3.2 – Схема расположения тензометрических датчиков на оболочке
 а – общий вид установки; б – план расположения узлов; с – расположение датчиков в узле

Предварительная тарировка датчиков, наклеенных на том же материале, позволяет по показаниям регистратора судить о напряжениях, возникающих в теле тонкой оболочки при нагружении. Полученные расчётом напряжения для сжатой опорной зоны оболочки (узел «В») приведены на рис. 4.3.3. Полученные экспериментально напряжения в оболочке и их сопоставление с расчётными значениями приведены в табл. 4.3.1.

В результате расхождение между расчётными значениями напряжений в опорной зоне оболочки и напряжениями, установленными экспериментально, составляет не более 10% для радиальных напряжений и не более 5% для напряжений по образующей оболочки.

Сравнение результатов эксперимента с данными расчетной модели (узел В)

Направление действия усилия	№ датчика	Напряжения в оболочке σ_1 , кН/м ²		Погрешность %
		Эксперимент	Расчёт	
Радиальные напряжения	1	-699,69	-665,34	4,9%
	3	-200,63	-181,75	9,4%
Напряжения по образующей	2	242,06	252,99	4,3%
	4	372,19	389,51	4,4%

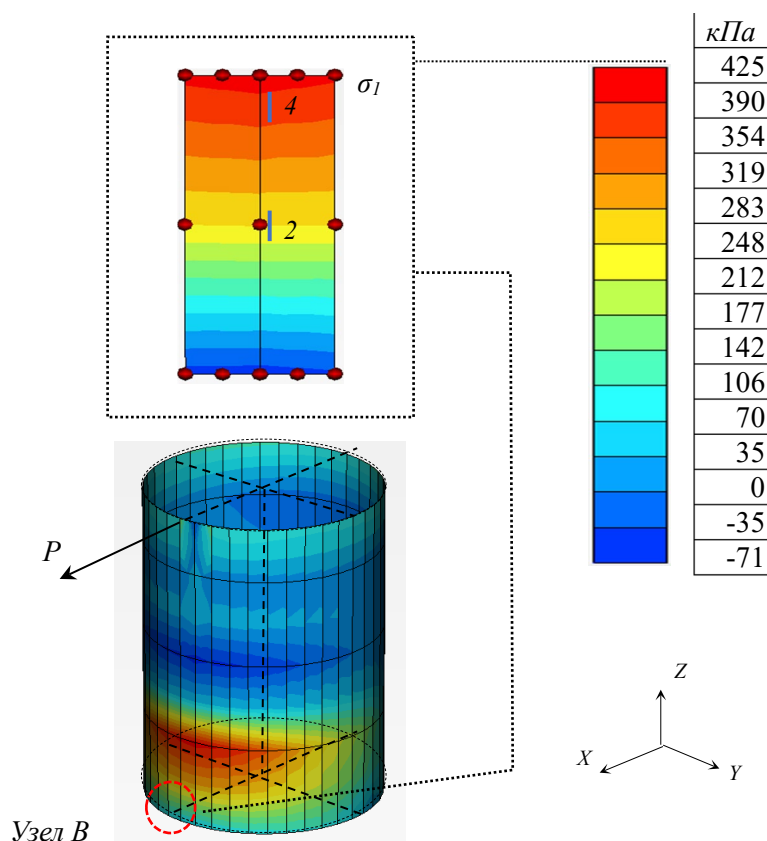


Рисунок 4.3.3 – Напряжения по образующей (ось Z) в опорной части оболочки: цветовая индикация приведена для фрагмента (узел В)

Далее выполнен сравнительный анализ характера распределения и значений напряжений в сжимаемой толще основания оболочки с результатами численного моделирования. Для построения картины распределения давления в грунте основание условно разделено на зоны сжатия и разуплотнения в соответствии с направлением действующей нагрузки (выбраны соответствующие сечения A-A, B-B, рис. 4.3.4).

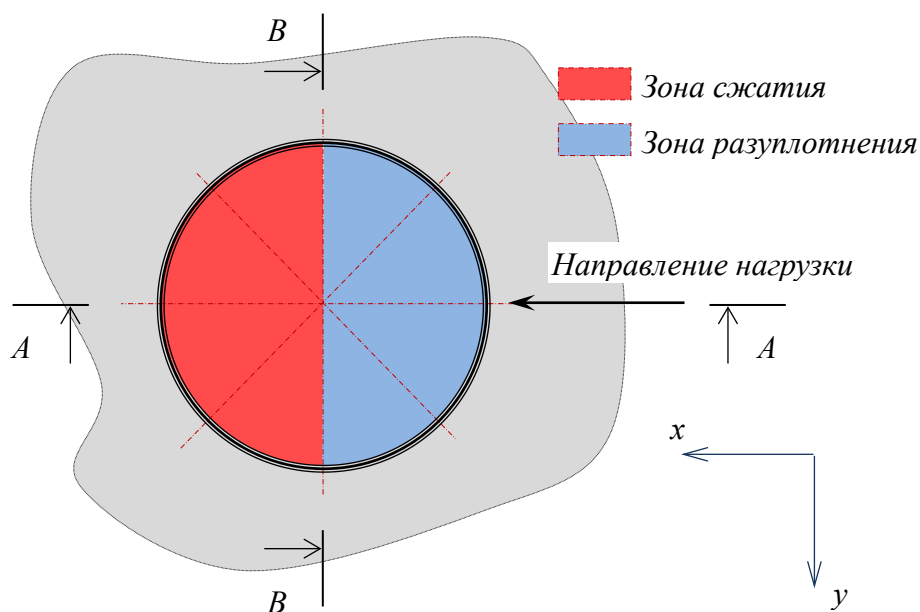


Рисунок 4.3.4. Условное разделение основания оболочки на зоны в соответствии с направлением действующей нагрузки

В качестве изменяемого напряжения будем рассматривать эффективное нормальное напряжение σ'_1 . Далее приведены эпюры значений напряжения σ'_1 и его изменения (приращения) на величину $\Delta\sigma'_1$ для конечной стадии приложения нагрузки в выделенных точках по всей высоте массива грунта.

В приведенных ниже сечениях знак (+) говорит об увеличении напряжений в грунте вследствие роста внешней нагрузки, под знаком (–) будем подразумевать уменьшение напряжений вследствие снижения нагрузки. Данные эксперимента приведены в сравнении с результатами расчёта.

Эпюры распределения напряжений, полученные в результате эксперимента до и после приложения нагрузки (для сечения A-A), приведены на рис. 4.3.5. Здесь и далее синей прерывистой линией обозначена эпюра напряжений до приложения горизонтальной силы, красной сплошной линией – для конечной стадии приложения нагрузки.

Для этой области основания характерно постепенное равномерное уплотнение грунта в сжатой опорной зоне (на сечении – слева) и далее рассеяние приращения напряжений с глубиной. Для зоны разуплотнения (на сечении – справа) приращения напряжений имеют положительный знак, что, очевидно, говорит о перераспределении и снижении нагрузки по подошве сооружения в данной области основания в результате поворота оболочки. То же сечение, содержащее данные расчёта по численной модели, представлено на рис. 4.3.6.

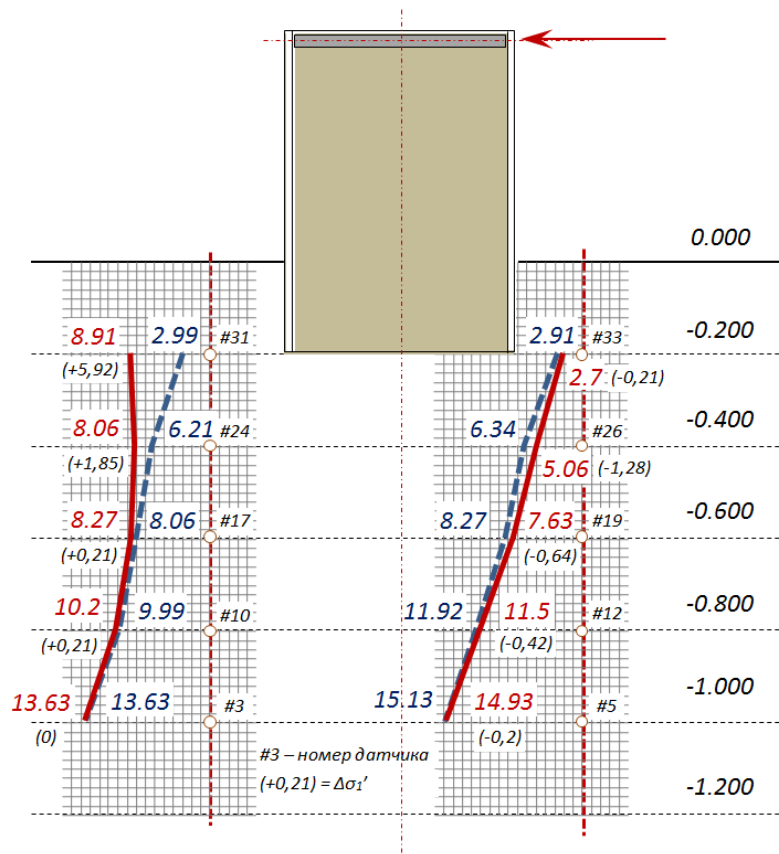


Рисунок 4.3.5 – Распределение напряжения σ_1' (кПа) и его изменение $\Delta\sigma_1'$ в результате нагружения (по данным эксперимента, сечение А-А)

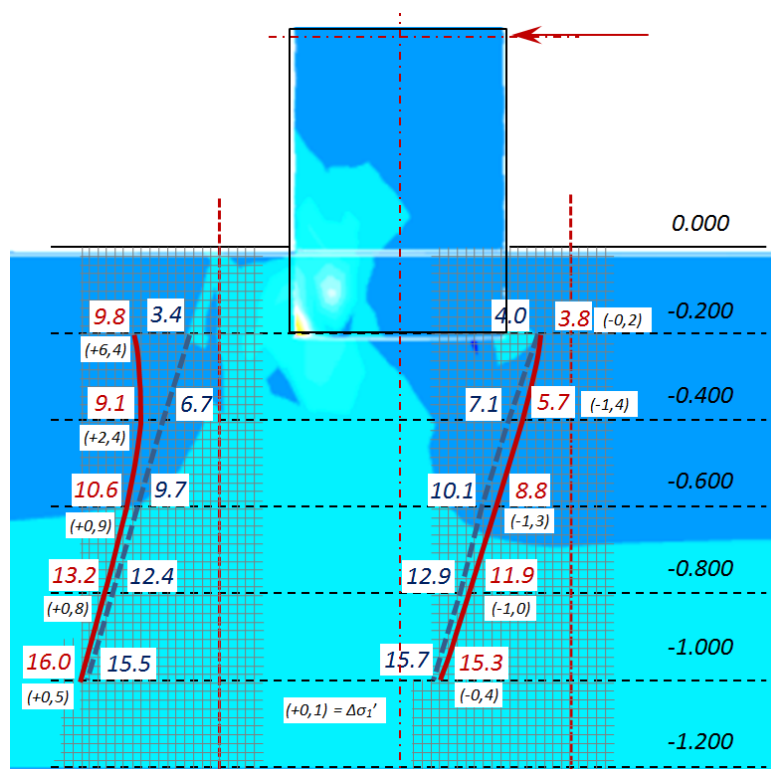


Рисунок 4.3.6 – Распределение напряжения σ_1' по результатам расчёта (сечение А-А)

Прямое сравнение результатов экспериментального (пунктирная линия) и численного (сплошная линия) моделирования представлено на рис. 4.3.7.

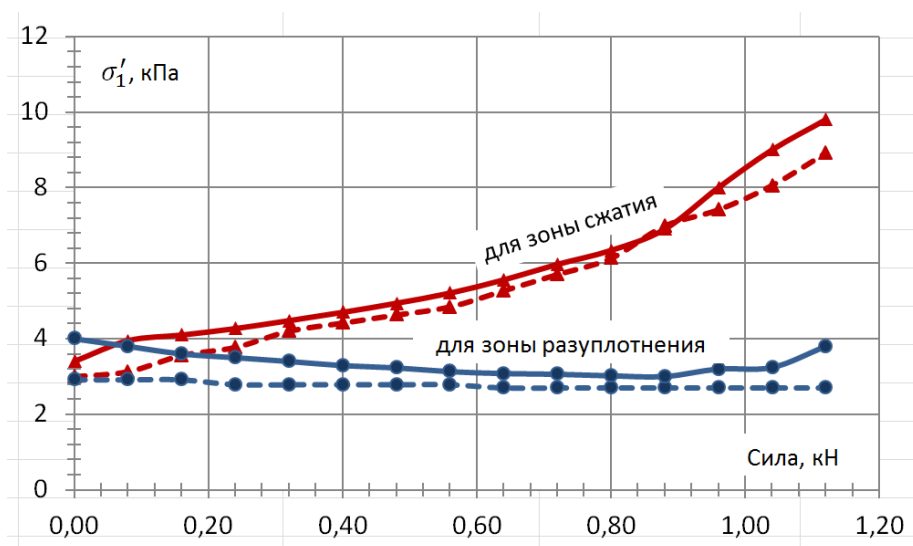


Рисунок 4.3.7 – Эффективные напряжения согласно экспериментальному и численному моделированию (сечение А-А)

На рисунке показаны эффективные напряжения в грунте в нижней части оболочки на отметке - 0,2 м, как спереди, так и сзади оболочки, изменяющиеся по мере увеличения величины горизонтальной нагрузки. Результаты, представленные на рис. 4.3.7, показывают, что эффективные напряжения грунта, полученные в результате физического и численного моделирования, согласуются достаточно хорошо.

Как и для сечения А-А, в сечении В-В также показано постепенное увеличение эффективных напряжений в грунте с глубиной с обеих сторон оболочки по мере приложения горизонтальной нагрузки к верхней части оболочки. Из-за симметричного характера конструкции и нагрузки ожидается, что напряжения будут одинаковыми с обеих сторон конструкции. Однако рис. 4.3.8 показывает, что эффективные напряжения перед нагружением с обеих сторон очень близки, но не одинаковы. Разница объясняется особенностями формирования сетки во время численного моделирования и аппроксимации во время решения, которая не будет точно симметричной с обеих сторон оболочки.

Рис. 4.3.8 также показывает, что эффективные напряжения под оболочкой уменьшаются под действием горизонтальной нагрузки с обеих сторон оболочки вдоль сечения В-В. Это указывает на то, что нейтральная ось находится не в середине оболочки, где находится сечение В-В, а скорее с левой стороны от сечения В-В. Как и предыдущие результаты, рис. 4.3.8 показывает, что эффект изменения напряжения в грунте уменьшается по мере увеличения глубины под оболочкой.

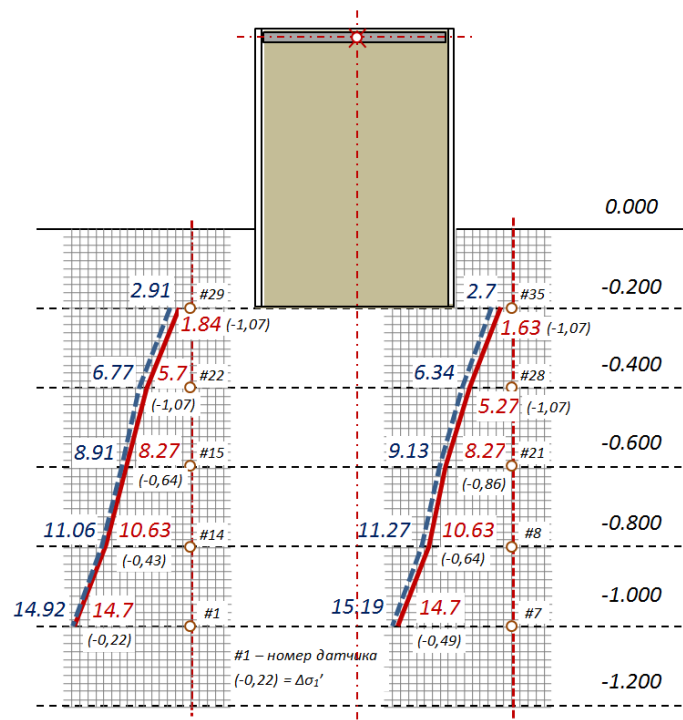


Рисунок 4.3.8 – Распределение напряжений σ_1' по данным эксперимента (сечение В-В)

Эффективные напряжения грунта для того же сечения В-В, полученные в результате численного моделирования и анализа, показаны на рис. 4.3.9. Тенденции и величины аналогичны результатам, полученным при физическом моделировании.

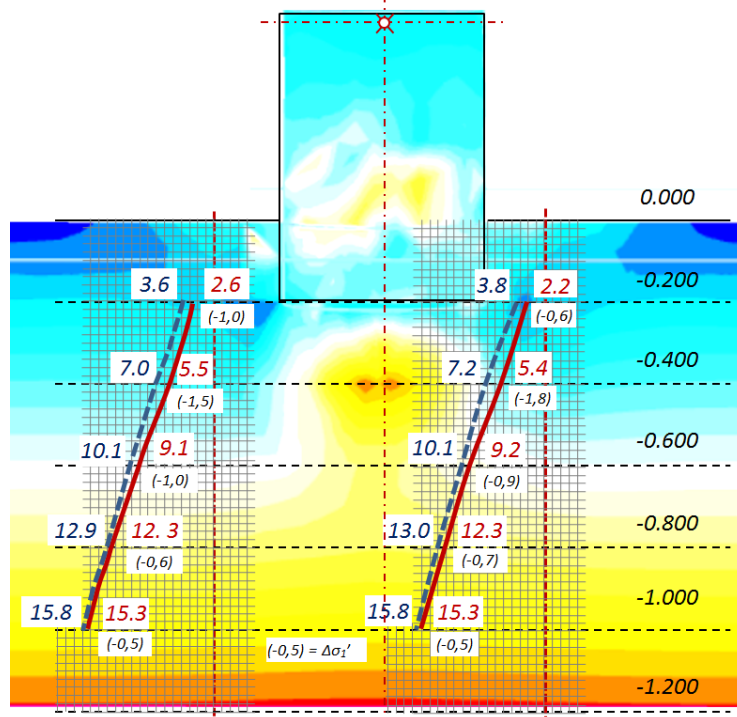


Рисунок 4.3.9 – Распределение напряжений σ_1' по результатам расчёта (сечение В-В)

Таким образом, результаты экспериментальных и численных исследований показывают, что тенденции распределения эффективных напряжений, так же, как и их величины очень хорошо согласуются (рис. 4.3.5 ÷ 4.3.9). Это соответствие наблюдается во всех точках, где значения напряжений отслеживались в ходе эксперимента, в том числе в передней части оболочки, где концентрация напряжений максимальна, то есть в критическом месте, в котором нарушение несущей способности грунта может произойти в первую очередь. Средняя величина расхождений между вычисленными и экспериментально измеренными эффективными нормальными напряжениями грунта составила около 12,8%, при этом расчётные значения были выше, чем результаты экспериментов. Точную причину расхождения в результатах определить достаточно сложно: скорее всего, этому способствует совокупность нескольких факторов, таких как невозможность идеально равномерного уплотнения грунта при формировании основания в экспериментальном лотке, примерный характер решения численных моделей, и некоторые допущения, используемые в численном моделировании.

Валидация модели для условий динамического нагружения

Проверка расчётной динамической модели предполагает последовательность действий:

- назначение параметров испытаний (п. 4.2.2);
- проведение заданного числа (серии) экспериментов (восемнадцать испытаний: три серии по шесть), в ходе которых выполняются замеры, позволяющие определить динамические характеристики системы (п. 4.2.2);
- обработка результатов полученных в ходе серии экспериментов измерений методами математической статистики [7];
- сопоставление полученных в результате эксперимента параметров с результатами вычислений по рассмотренной расчётной динамической модели. В качестве основного параметра сопоставления принимаются перемещения контрольных точек физической модели и соответствующих точек численной модели;
- вычисление и оценка допустимости величины расхождений, выводы о приемлемости модели, в случае несоответствия – объяснение наиболее вероятных причин расхождений и формирование направлений корректировки численной модели.

1 и 2 серия испытаний

Результаты спектрального разложения сигналов виброперемещений для четырёх каналов (характерных точек системы) представлены в виде графиков (рис. 4.3.10, 4.3.11).

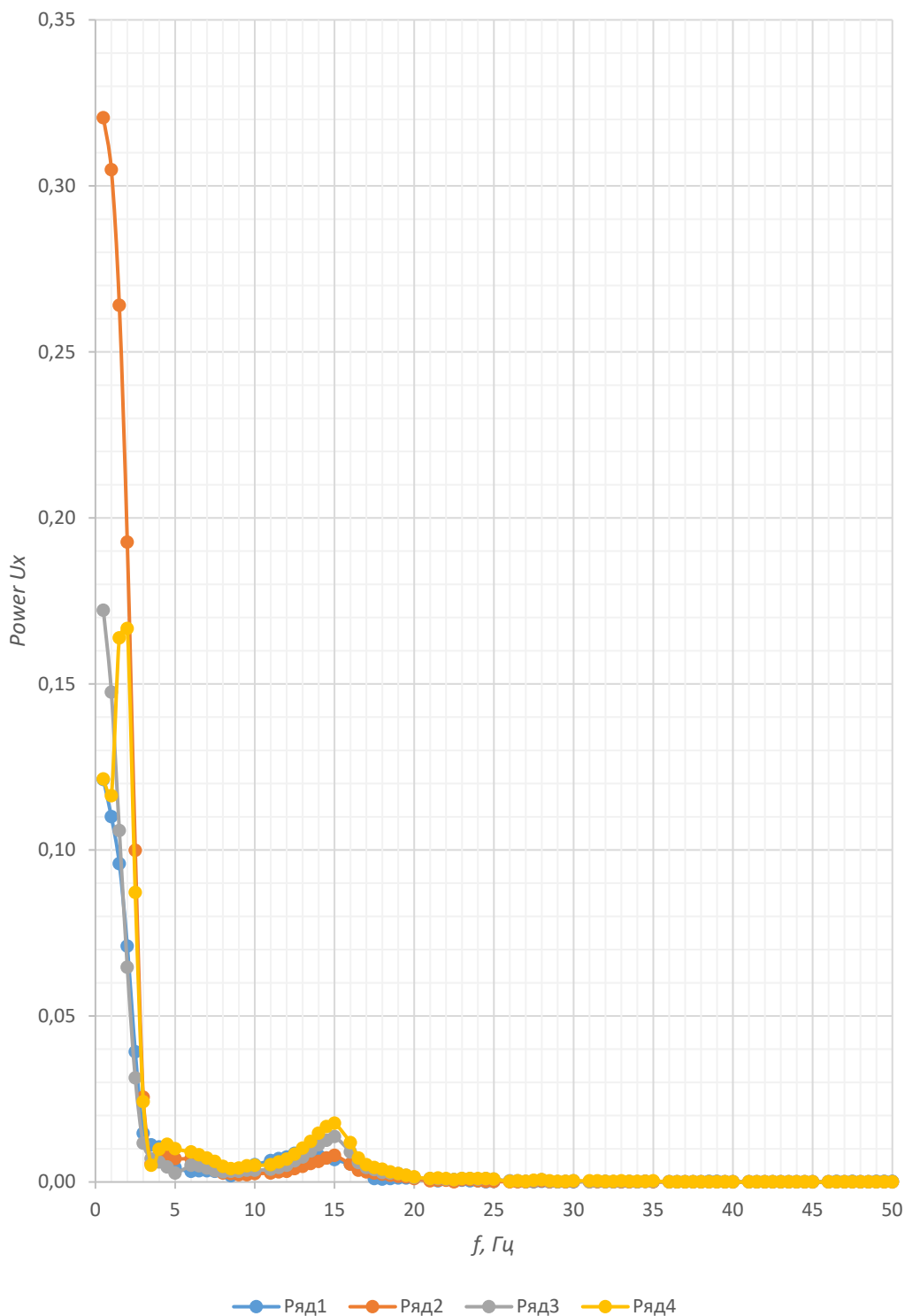


Рисунок 4.3.10 – График зависимости мощности виброперемещений от частот колебаний системы (1 серия, средние значения) для четырёх каналов

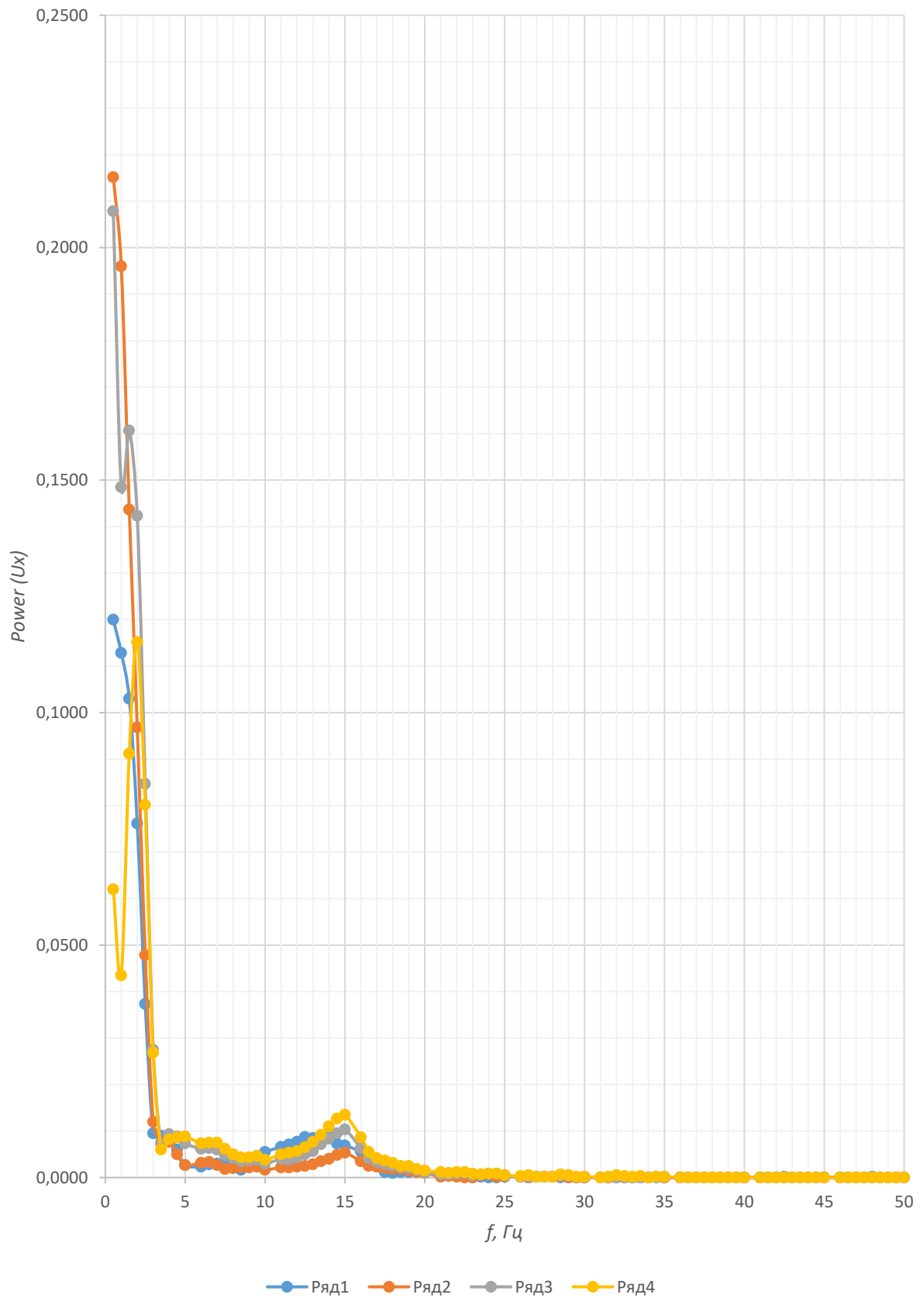


Рисунок 4.3.11 – График зависимости мощности виброперемещений от частот колебаний системы (2 серия, средние значения) для четырёх каналов

3 серия испытаний и средние значения для трёх серий

Результаты спектрального разложения сигналов виброперемещений для четырёх каналов (характерных точек системы) представлены в виде графиков (рис. 4.3.12, 4.3.13).

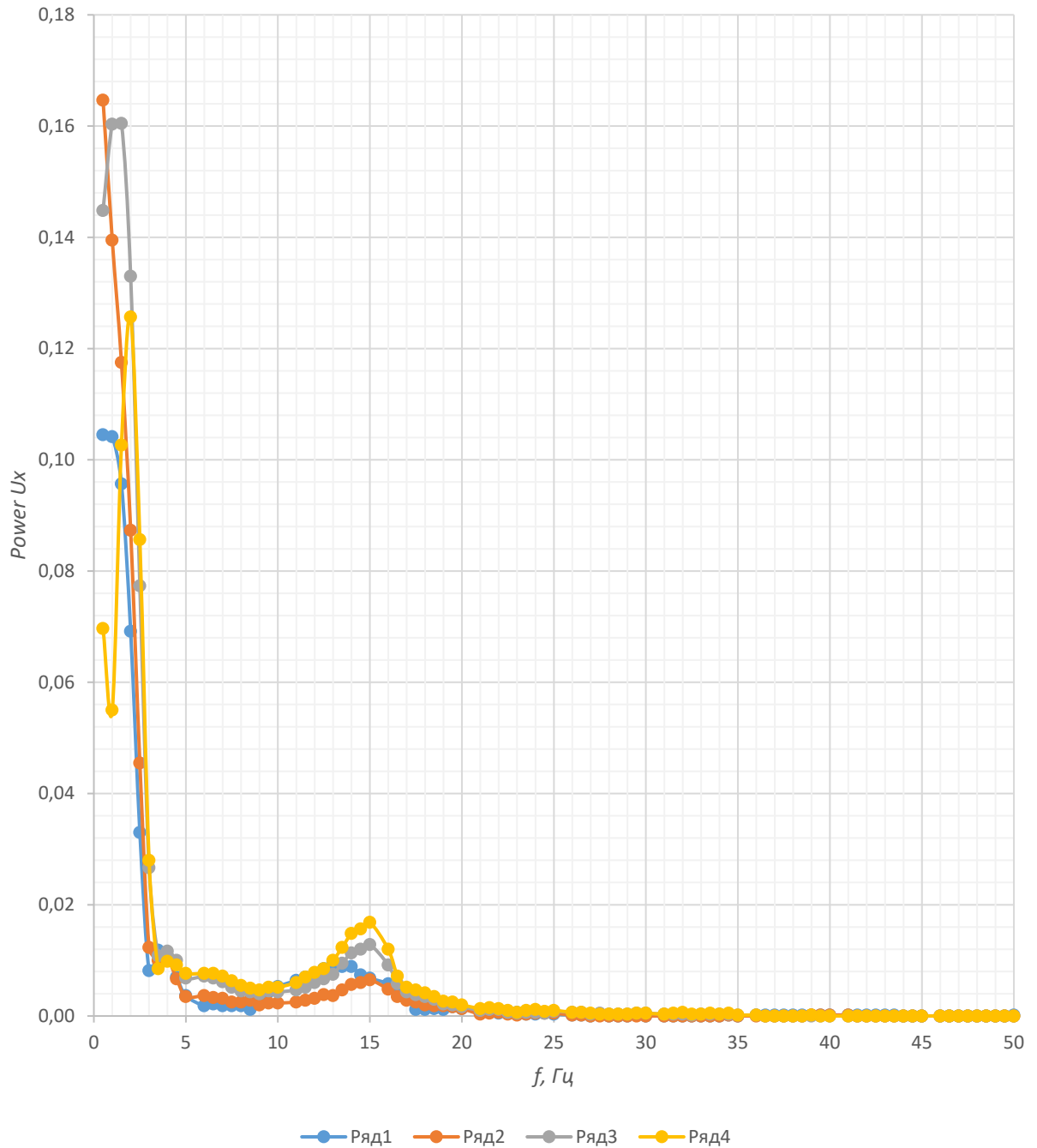


Рисунок 4.3.12 – График зависимости мощности виброперемещений от частот колебаний системы (3 серия, средние значения) для четырёх каналов

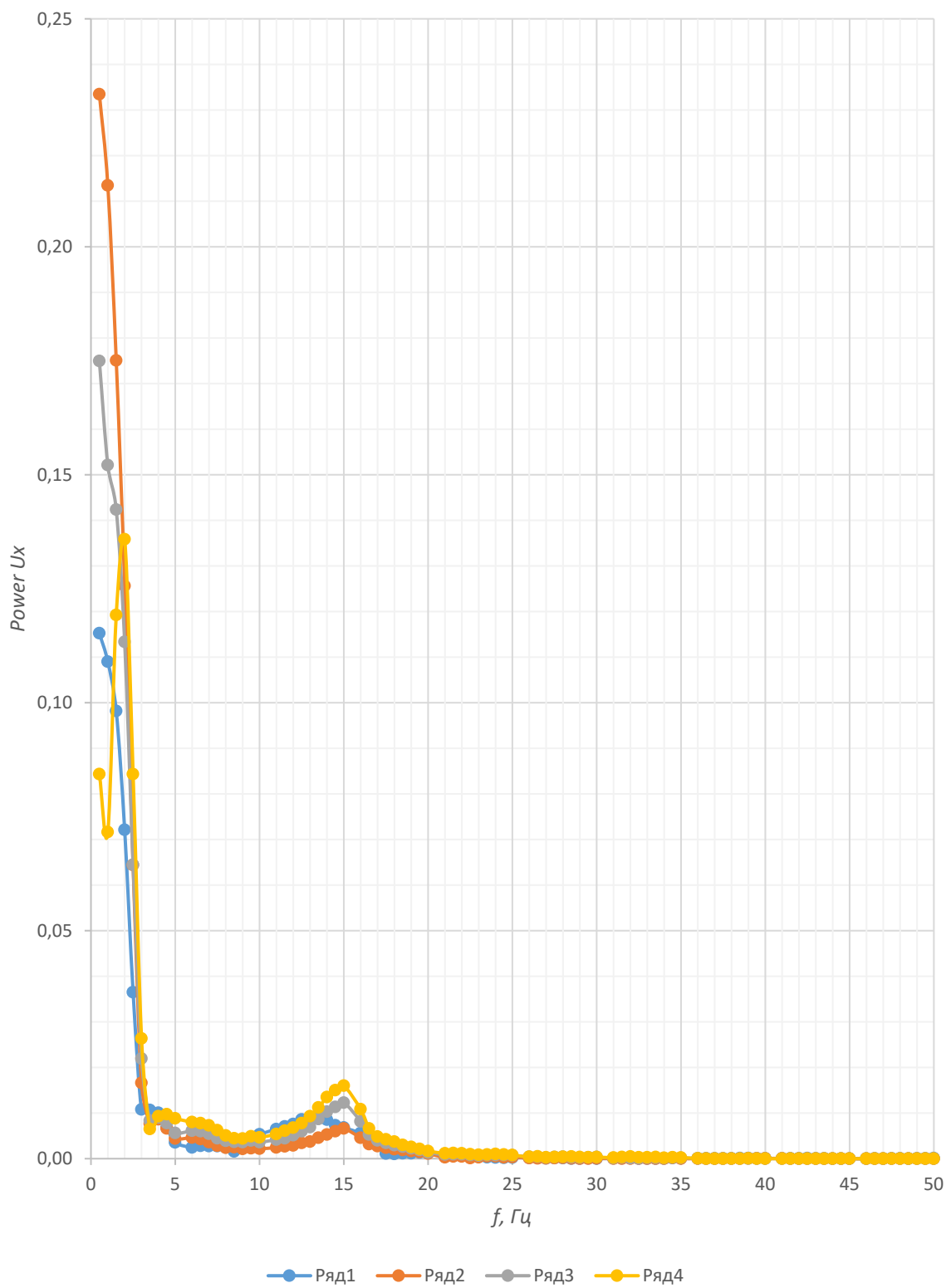


Рисунок 4.3.13 – График зависимости мощности виброперемещений от частот колебаний системы (средние значения трёх серий испытаний) для четырёх каналов

Обобщения результатов измерений:

- изменение значений средних мощностей виброперемещений происходит в пределах от 0,5 до 20 Гц, причем наибольшие значения зафиксированы в диапазоне от 0,5 до 3 Гц;
- при частотах колебаний грунтового лотка выше 3 Гц значения мощностей виброперемещений снижаются, повышаясь в диапазоне частот 14÷15 Гц;
- максимальные значения наблюдаются на втором канале (расположен на поверхности наполнителя оболочки);
- значения мощности виброперемещений на первом канале (расположенном на поверхности обратной засыпки) являются наименьшими;
- результаты измерений по характеру зависимостей соответствуют известным данным анализа схожих задач (показывающим значения мощностей виброперемещений, разложенных по спектру частот), когда максимальные значения отклонений перемещений точек в основании сооружений соответствуют низким частотам [308].

Сопоставление данных вычислений и результатов эксперимента

Результаты измерений представлены в виде графиков и таблиц, иллюстрирующих значения мощностей виброперемещений, разложенных по частотному спектру (рис. 4.3.10 ÷ 4.3.13). Сопоставление с теми же данными по результатам вычислений для каждого канала представлено на соответствующих графиках (рис. 4.3.14 ÷ 4.3.17). Вид полученной информации обусловлен особенностями представления результатов расчётов для данной системы и возможностями регистрирующей аппаратуры.

Мощность виброперемещения (*Power U_x , или $P(U_x)$*) представляет собой один из видов интерпретации результатов испытаний и в общем случае имеет размерность дисперсии, отнесённой к единице частоты, то есть в рассматриваемом случае при фиксации перемещений размерность (*мм²/Гц*). Поскольку максимальные и минимальные перемещения и для расчёта и в условиях эксперимента – заданы (10 мм; 0 мм), то при сравнении результатов интересуют, прежде всего, соответствие характера полученных спектральных графиков, а также величина мощности перемещений, фактически иллюстрирующая отклонение значений от среднего для данной частоты.

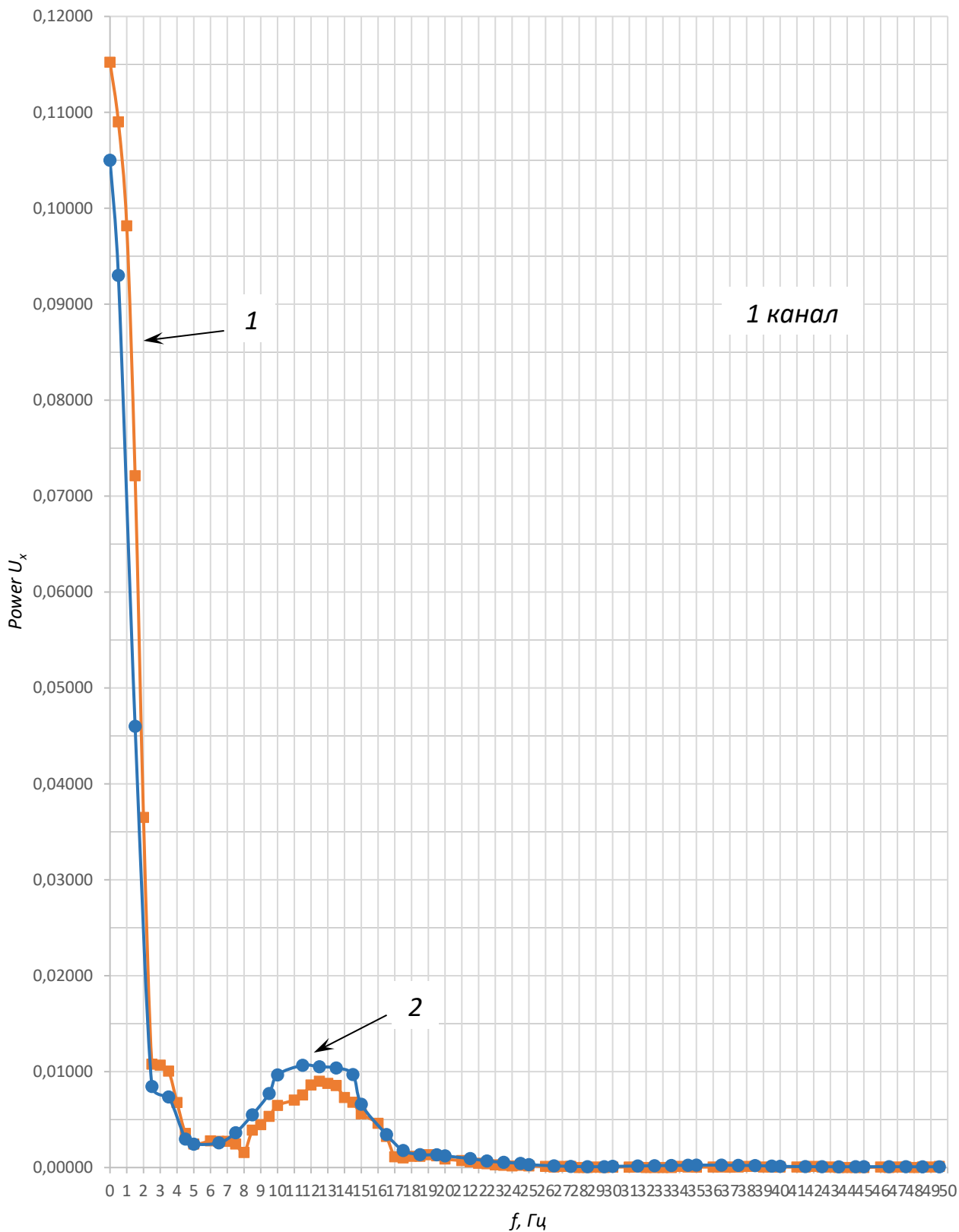


Рисунок 4.3.14 – Канал 1. График зависимости мощности виброперемещений от частоты f (Гц) колебаний системы: измерения (кривая 1) и расчёт (кривая 2)

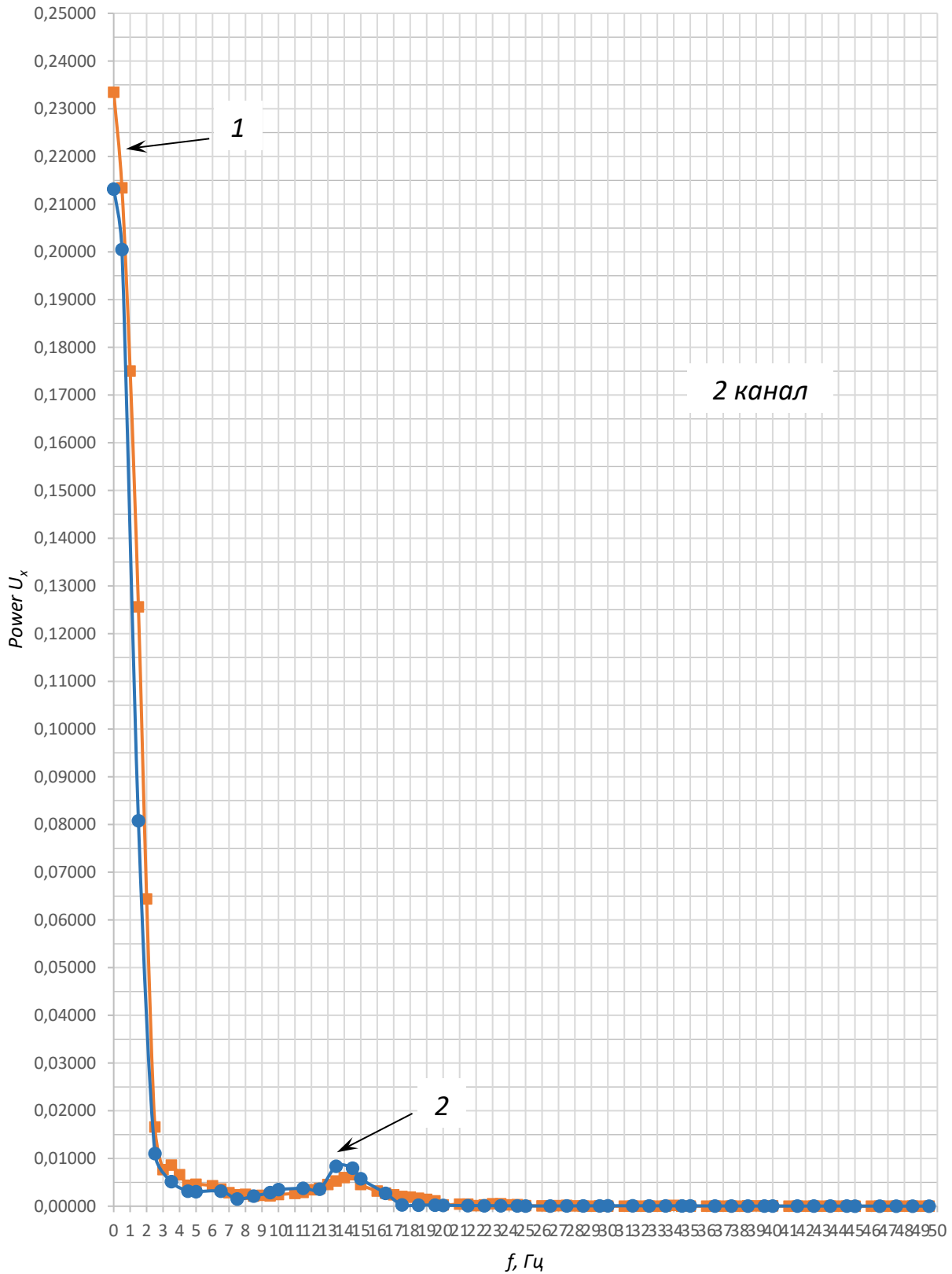


Рисунок 4.3.15 – Канал 2. График зависимости мощности виброперемещений от частоты f (Гц) колебаний системы: измерения (кривая 1) и расчёт (кривая 2)

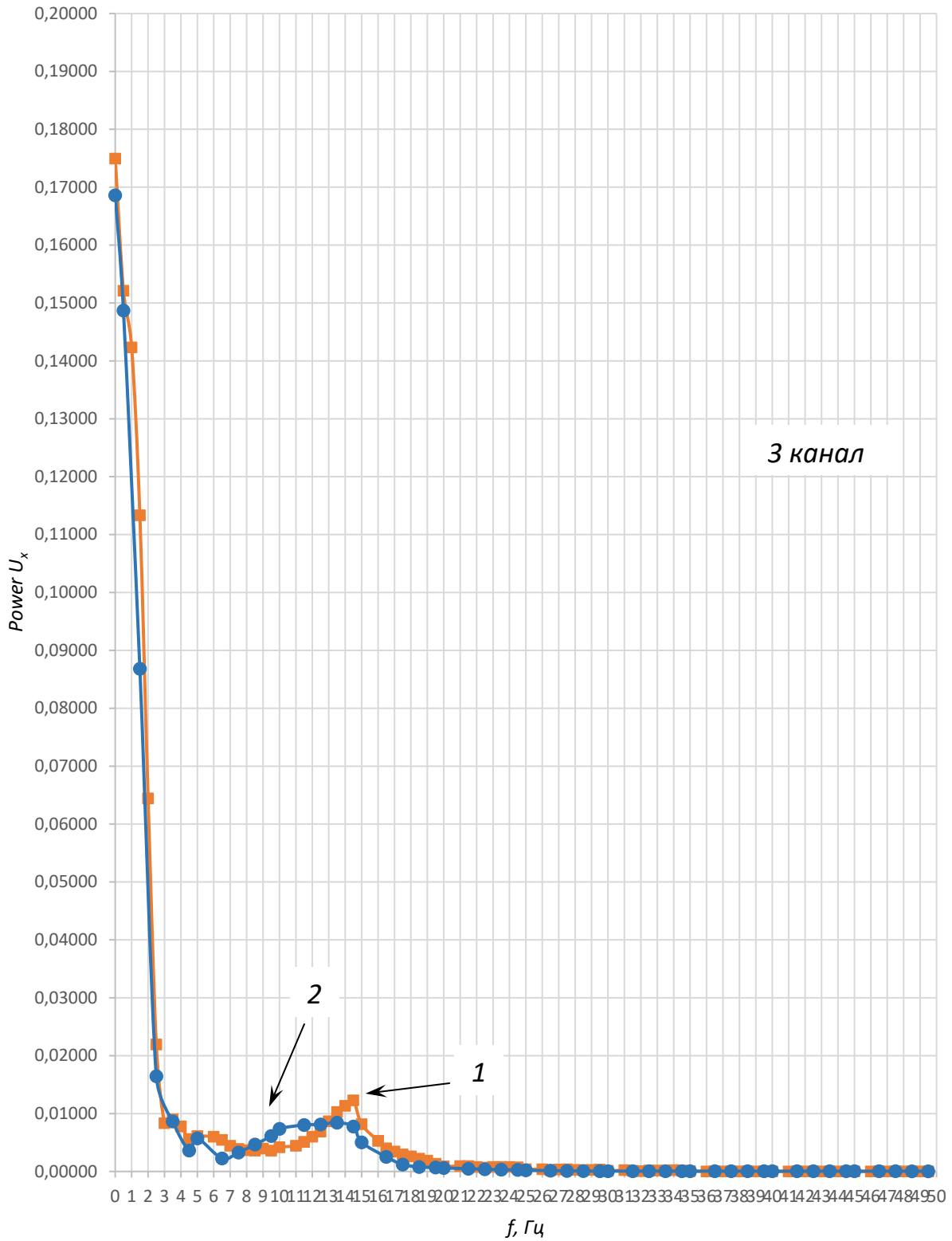


Рисунок 4.3.16 – Канал 3. График зависимости мощности виброперемещений от частоты f (Гц) колебаний системы: измерения (кривая 1) и расчёт (кривая 2)

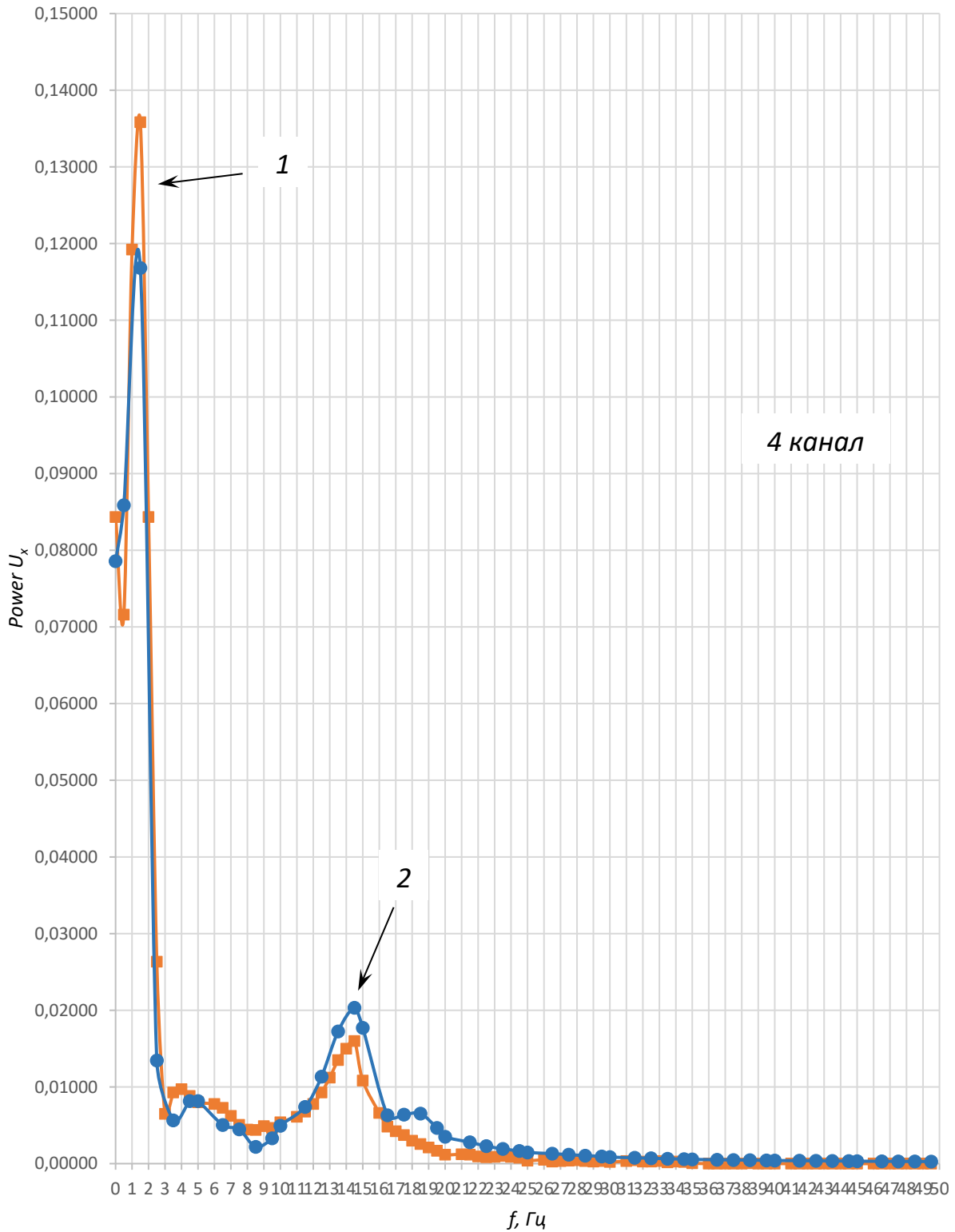


Рисунок 4.3.17 – Канал 4. График зависимости мощности виброперемещений от частоты f (Гц) колебаний системы: измерения (кривая 1) и расчёт (кривая 2)

Выводы

На данном этапе работы проведены экспериментальные исследования модели сооружения для условий динамического нагружения. В результате эксперимента установлена качественная картина поведения системы, выполнена фиксация характеристик частотного отклика системы для контрольных точек – у основания оболочки, в теле оболочки (верх), за оболочкой у задней стенки (поверхность засыпки), на нижней грани массива грунта. Представлен полный спектр зависимости мощности виброперемещений от частот. Средняя величина расхождения значений мощностей виброперемещений контрольных точек системы, полученных экспериментально и вычисленных, составляет в диапазоне частот от 0 до 2 Гц – до 15 %, в диапазоне 0 до 10 Гц до 25 % что является вполне приемлемым, учитывая высокие требования к чувствительности приборов при краткости временного интервала измерений. В результате проведённой процедуры валидации выполнено обоснование приемлемости применения разработанной расчётной модели сооружения, экспериментально калиброванной по параметру трения на контакте оболочки с наполнителем.

По результатам анализа экспериментальных исследований установлен качественно близкий характер распределения относительных перемещений, разложенных по спектру частот, значениям, полученным в результате вычислений с применением сформированной расчётно-динамической модели (РДМ) системы. Характер упомянутой зависимости в целом соответствует динамическому поведению частей сооружений, расположенных ниже поверхности грунта. При этом наблюдаемая качественная картина поведения системы в период динамического воздействия характеризуется некоторым «выпиранием» грунта наполнителя в центре поверхности заполненного пространства оболочки и его опусканием в зоне контакта с внутренней поверхностью оболочки. Наблюдается также выпор грунта основания в зоне контакта с наружной поверхностью оболочки. Результаты проведённых измерений и анализ результатов расчёта показывают, что в целом заполненная оболочка достаточно эффективно работает на восприятие динамического воздействия благодаря демпфирующим свойствам внутреннего наполнителя, что в конечном счёте обеспечивает высокий уровень демпфирования всей системы.

4.4. Выводы по Главе 4

В разделе предложен и реализован на примере модели заполненной оболочки метод экспериментальной калибровки численных моделей сооружений, содержащих грунт как основной конструкционный материал. Метод калибровки расчётной модели заключается в последовательном сопоставлении расчётных и экспериментальных перемещений контрольных точек системы при условии обеспечения максимально возможной идентичности условий расчётного и экспериментального моделирования.

Приведено описание физического моделирования системы «оболочка-наполнитель-основание», воспринимающей статические и динамические нагрузки. Рассмотрены условия моделирования компонентов системы: оболочки, наполнителя, окружающего грунта, нагрузок и воздействий. Приведены основные константы подобия в отношении моделирования статических нагрузок и волновых процессов. Вычислены масштабные множители для элементов системы, а также процессов и явлений, происходящих в системе.

Предложены и реализованы проекты экспериментальных установок, позволяющих имитировать статическое и динамическое воздействие, передаваемое непосредственно на сооружение и через грунтовое основание. Проведены модельные испытания конструкции внецентренно нагруженной тонкостенной цилиндрической оболочки с наполнителем на податливом основании. Сопоставление экспериментально полученных перемещений с расчётными значениями позволяет установить приемлемый диапазон значений искомого параметра математической модели, описывающего условия контакта наполнителя и оболочки (коэффициент снижения прочности R_{inter}): диапазон значений составляет (0.3; 0.4). При использовании в расчёте коэффициента $< 0,3$ расчётные перемещения резко возрастают, а при его значениях $> 0,4$ контактный слой (интерфейс) в численной модели становится весьма упругим и система приобретает завышенные запасы устойчивости, что не соответствует действительной работе сооружения, наблюдаемой при эксперименте

Результаты калибровки в целом согласуются с приближёнными данными в отношении частных случаев задачи – подпорных сооружений и ограждений котлованов (МГСН 2.07-97, п. 12.9) [8], когда при условии полного отсутствия сцепления на контакте и при отсутствии экспериментальных данных на контакте поверхности конструкции (стены) с грунтовым массивом значения параметров трения грунта условно уменьшаются в несколько раз. Приведённая методика калибровки может быть применена для оболочечных сооружений

различной формы, содержащих в своём составе грунт как часть конструкции, либо имеющих значительные поверхности контакта несущих конструкций с окружающим грунтом.

Уточнение математической модели позволило выполнить дальнейшее сопоставление результатов расчёта с данными эксперимента (валидацию модели по различным параметрам). Выполнено сравнение значений напряжений, полученных расчётом по предложенной модели с данными эксперимента. В работе оценивались радиальные напряжения в оболочке и напряжения сжатия по образующей, возникающие в зоне контакта тонкой оболочки с основанием, которые при проектировании оказывают первостепенное влияние на принимаемые характеристики материала и параметры сечения оболочки, поскольку являются определяющими для оценки местной устойчивости конструкции. Предложенная модель даёт результаты, хорошо соотносящиеся с данными эксперимента (отклонение значений напряжений в опорной зоне оболочки не превышает 10 %).

Выполнен также этап эксперимента, цель которого заключалась в определении характера и величины распределения напряжений в толще основания под оболочкой для проверки результатов вычислений по предложенной численной модели. Сравнение результатов численного моделирования с результатами экспериментальных измерений показало, что тенденции и величины распределения эффективных напряжений очень хорошо согласуются. Средняя величина расхождений между вычисленными и экспериментально измеренными эффективными нормальными напряжениями грунта составила около 12,8% с преобладанием вычисленных значений над экспериментальными.

Заключительным этапом явились экспериментальные исследования модели сооружения для условий динамического нагружения. Величина расхождения значений мощностей перемещений контрольных точек системы составляет до 15 %. В целом результаты экспериментальной проверки расчётной модели конструкции позволяют говорить о приемлемости применения разработанной и экспериментально калиброванной расчётной модели сооружения.

С целью верификации предложенной ранее приближённой численной модели, основные параметры которой определены на основе экспериментальных исследований, далее поставлена задача разработки теоретической модели, основанной на более точном и строгом в математическом отношении решении.

Глава 5. Теоретическая модель оценки устойчивости заполненной оболочки в системе «гидротехническое сооружение – основание»

5.1 Предельные состояния системы «оболочка - наполнитель - основание»

Теоретические исследования проведены с целью верификации выполненной и откалиброванной численной модели путём сопоставления результатов вычислений с более строгим в математическом отношении теоретическим решением.

Традиционные методы расчёта оболочек основаны на последовательном упрощении уравнений пространственной теории упругости (теория оболочек В.З. Власова, п. 1.3). Перемещения и усилия в оболочке определяются в виде тригонометрических рядов, коэффициенты рядов определяются методом начальных параметров (п. 3.1). В такой постановке теоретически задача имеет решение для некоторых начальных условий. При этом решение связано с объёмными математическими вычислениями. Усложняет работу также малый набор граничных условий: разработаны только решения для случая жёсткого основания, при этом решения в общем не доведены до приемлемой практической реализации. В данном исследовании принят несколько иной подход: предлагается сосредоточиться на задаче обеспечения несущей способности основания, как наиболее слабого элемента в этой расчётной системе.

Таким образом поставлена задача разработки теоретической модели оценки устойчивости грунтовых оснований рассматриваемых сооружений, основанная на решении задачи о предельном напряжённом состоянии грунтового основания, с учётом развития полей скольжения. Предполагается исходя из предельной несущей способности основания, определить предельную нагрузку на оболочку, при которой система «оболочка-основание» сохраняет состояние равновесия. Искомая зависимость должна представлять собой теоретическую модель, функционально связывающую параметры грунта основания и размеры сооружения с максимальной горизонтальной силой, которую сооружение воспринимает без потери несущей способности основания. Рассматриваемая нагрузка может быть моделью воздействия льда на сооружение, волн, навала судна, швартовых усилий, бокового давления грунта, различных видов технологической нагрузки и других воздействий.

Основные нагрузки, действующие на рассматриваемое сооружение, могут быть условно представлены в виде горизонтальной и вертикальной равнодействующих, из которых

первая, для длительно действующих нагрузок, как правило, включается в собственный вес конструкции, а вторая является наиболее критичной, вызывающей потерю устойчивости сооружения [276].

Основные схемы возможного нарушения устойчивости гравитационных оболочечных конструкций и их оснований могут быть представлены [123] как односторонний выпор грунта основания (рис. 5.1.1 а); двусторонний выпор грунта основания (рис. 5.1.1 б); сдвиг сооружения по плоскости подошвы (рис. 5.1.1 в); глубинный сдвиг и частичный сдвиг с захватом грунтов основания (рис. 5.1.1 г, д), а также возможный сдвиг по слабым слоям грунта (рис. 5.1.1 е).

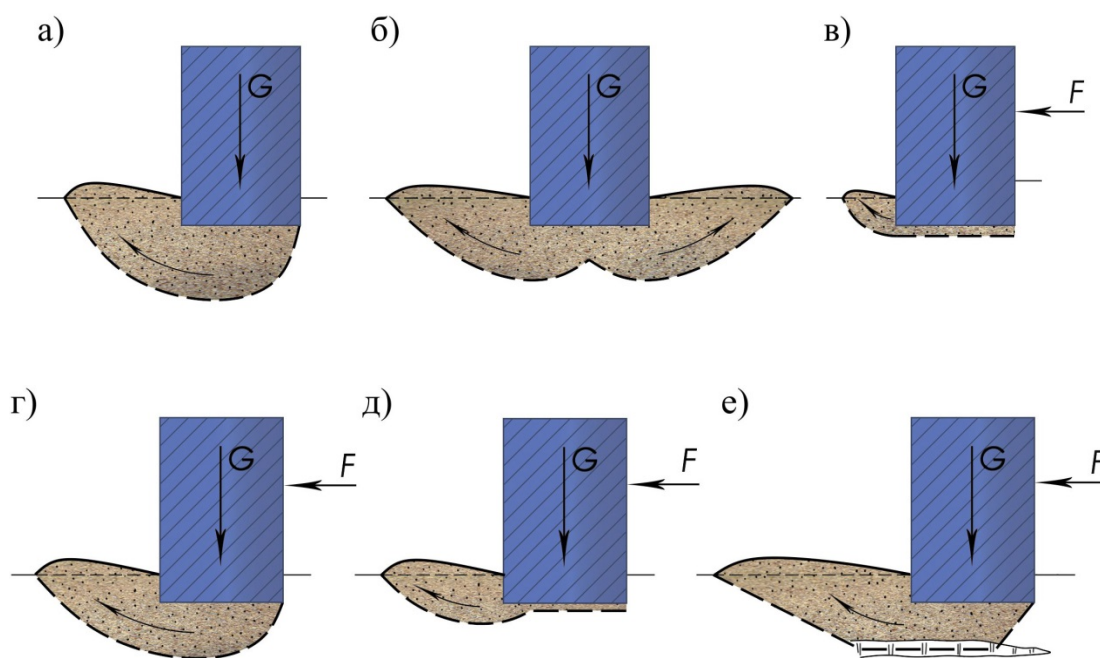


Рисунок 5.1.1 – Основные схемы возможного нарушения устойчивости системы «оболочка-основание» [269]

Наибольший расчётный интерес вызывает случай, когда указанные выше нагрузки, действующие в различных сочетаниях, вызывают внецентренное нагружение оболочки, стремясь вызвать поворот сооружения и его отклонение от вертикали (как правило, в сторону акватории) вследствие потери устойчивости основания [276].

Наблюдаемые случаи отклонения уже возведённых конструкций из оболочек с наполнителем (например, наблюдения за поведением конструкций набережной в г. Риге [98], обследования причальных набережных в торговом порту г. Владивостока [136], конструкций в

порту г. Находки [181])³ показывают наличие отклонений от вертикали при сохранении целостности конструкции оболочки. Установлено, что оболочки с наполнителем обладают большой «живучестью»: они могут испытывать значительные перемещения без разрушения тела конструкции. Основная причина наблюдаемых отклонений – потеря устойчивости основания, когда в грунте возникают зоны развития полей скольжения, и создаются условия для перехода системы «оболочка-основание» в область больших деформаций.

Расчёт оснований, как правило, выполняют с использованием двух концептуальных расчётных моделей [123]. Первая модель предполагает, что вся область выпора или обрушения, или отдельные её отсеки (рис. 5.1.2, а) являются жёстким недеформируемым телом. Форма поверхности скольжения в большинстве случаев принимается заданной.

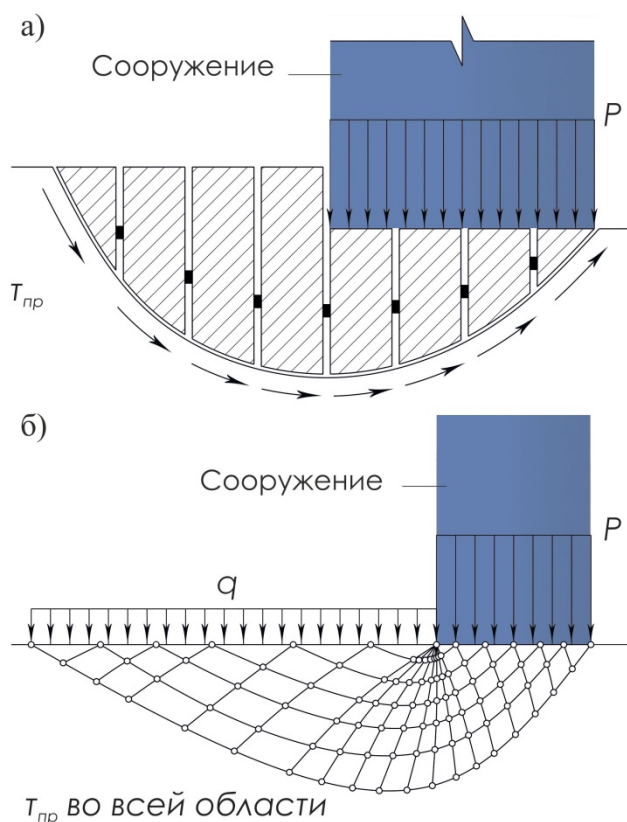


Рисунок 5.1.2 – Расчётные модели основания

а – модель монолитных отсеков обрушения; б – модель теории предельного равновесия

На всей поверхности скольжения принимается одновременное наличие состояния предельного равновесия грунта, то есть по всей границе справедливо условие прочности

³ Подробнее см. п. 1.4

Кулона-Мора [276]. На этой модели построены основные приближённые инженерные способы оценки устойчивости сооружений, разработанные учёными К. Терцаги, Г. Крей, Д. Тейлор, Г.Е. Паукер, Н.Н. Маслов, М.Н. Гольдштейн, А. Скемптон, А. Бишоп и многими другими.

Вторая модель оценки устойчивости основания основана на использовании решений теории предельного равновесия (рис. 5.1.2, б). Для этой модели принимается, что во всех точках грунтовой среды существует предельное напряжённое состояние. При этом во всей толще грунтовой среды возникает система поверхностей скольжения. В рамках этой модели разработаны в основном методы оценки устойчивости грунтовых откосов, представленные работами Г. Рейснера, А. Како, В.В. Соколовского, С.С. Голушкевича, В.Г. Березанцева, Г. Мейергофа, М.В. Малышева, Ж. Биареза и других.

Обе рассмотренные модели, используемые для оценки устойчивости дисперсных сред, сильно различаются по своим физическим предпосылкам. Для инженерного использования наиболее хорошо проработаны методы, опирающиеся на модель твёрдых отсеков, однако методы теории предельного равновесия являются теоретически более обоснованными и более свободными от допущений в своей постановке [123]. Предлагаемый далее метод оценки устойчивости цилиндрических оболочек, установленных на сжимаемое грунтовое основание, основан на решении задачи теории предельного равновесия, рассматриваемые положения которой приведены в следующем разделе.

5.2 Теоретическое решение оценки устойчивости заполненных грунтом оболочек в системе «оболочка – наполнитель – основание»

Применение положений теории предельного равновесия дисперсной среды

Модель теории предельного равновесия предполагает, что в каждой точке существует предельное напряжённое состояние и справедлив закон Кулона – Мора, отражающий зависимость между нормальными и касательными напряжениями: $\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c$, где условные параметры этой зависимости φ и c – это угол внутреннего трения и удельное сцепление среды. В каждой точке среды возникают две *площадки скольжения*, пересекающиеся между собой под углами $90^\circ - \varphi$ и $90^\circ + \varphi$ (рис. 5.2.1). К главным площадкам площадки скольжения располагаются под углами $45^\circ - \varphi/2$ и $45^\circ + \varphi/2$ [263].

При этом в среде возникают так называемые *линии скольжения* (кривые, касательные к которым в каждой точке совпадают с площадками скольжения). Совокупность линий скольжения называется *сеткой линий скольжения*. Взаимно пересекающиеся линии скольжения образуют в грунте *два семейства линий скольжения* (рис. 5.1.2, б, рис. 5.2.1).

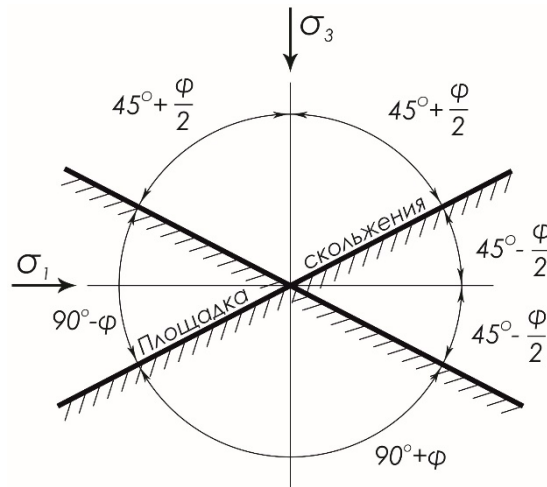


Рисунок 5.2.1 – Расположение площадок скольжения и главных площадок в элементе дисперсной среды (по [123])

Решение задачи теории предельного равновесия сводится к решению двух уравнений равновесия с учётом условия предельного напряжённого состояния [123]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = Z \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = X \\ (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2 = (\sigma_z + \sigma_x + 2\sigma_c)^2 \sin^2 \varphi \end{array} \right. \quad (5.2.1)$$

Решением является определение трёх неизвестных σ_x , σ_z , и τ_{zx} для статически определимой задачи. Обычно для решения системы её представляют в более удобном виде [150], вводя углы отклонения площадок $\mu = \pi/4 - \varphi/2$, $\beta_1 = \delta + \mu$, $\beta_2 = \delta - \mu$ (рис. 5.2.2, а):

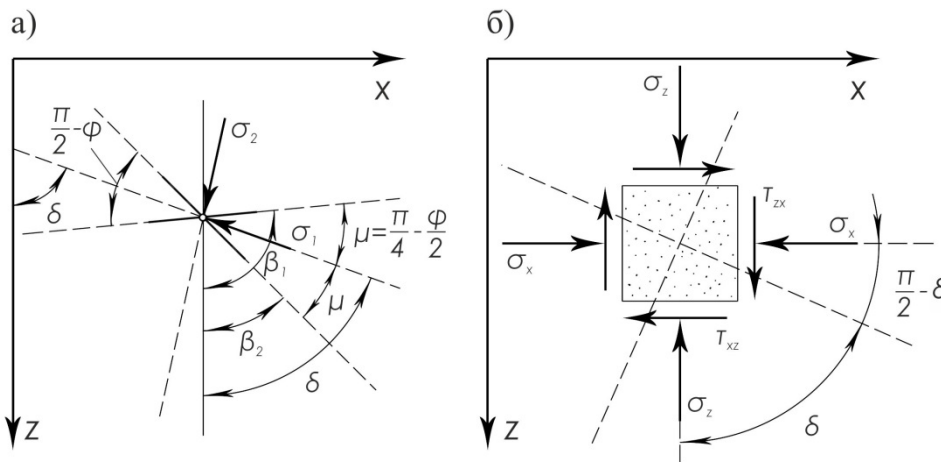


Рисунок 5.2.2 – Расположение главных площадок и площадок скольжения (по [123])
а – взаимное расположение площадок; б – элемент грунта в предельном равновесии

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_z = \sigma(1 + \sin \varphi \cos 2\delta) - \sigma_c, \\ \sigma_x = \sigma(1 - \sin \varphi \cos 2\delta) - \sigma_c, \\ \tau_{zx} = \sigma \sin \varphi \sin 2\delta. \end{array} \right. \quad (5.2.2)$$

В результате дифференцирования [123] система (5.2.2) может быть представлена в виде системы, состоящей из двух дифференциальных уравнений равновесия, удовлетворяющих условию предельного напряжённого состояния:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma}{\partial z} (1 + \sin \varphi \cos 2\delta) + 2\sigma \sin \varphi \cos 2\delta \frac{\partial \delta}{\partial x} + \\ + \frac{\partial \sigma}{\partial x} \sin \varphi \sin 2\delta - 2\sigma \sin \varphi \sin 2\delta \frac{\partial \delta}{\partial z} = Z, \end{array} \right. \quad (5.2.3.1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma}{\partial x} (1 - \sin \varphi \cos 2\delta) + 2\sigma \sin \varphi \sin 2\delta \frac{\partial \delta}{\partial x} + \\ + \frac{\partial \sigma}{\partial z} \sin \varphi \sin 2\delta + 2\sigma \sin \varphi \cos 2\delta \frac{\partial \delta}{\partial z} = X. \end{array} \right. \quad (5.2.3.2)$$

В результате решение задачи теории предельного равновесия заключается в решении двух дифференциальных уравнений (5.2.3.1 и 5.2.3.2), из которых определяются неизвестные функции (средние напряжения σ и углы наклона главных площадок к вертикали δ), и далее по зависимостям системы (5.2.2) могут быть найдены искомые напряжения σ_x , σ_z , и τ_{zx} .

Выражения (5.2.3.1) и (5.2.3.2) могут быть приведены к удобному виду. Для этого В.В. Соколовский предложил заменить σ функцией χ [238]:

$$\chi = \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \varphi \ln \frac{\sigma}{\sigma_c}, \quad (5.2.4)$$

и далее заменить переменные χ и δ переменными ζ и η : $\zeta = \chi + \delta$, $\eta = \chi - \delta$. В результате подстановки их в уравнение системы (5.2.3.1, 5.2.3.2) и ряда преобразований [238] основные уравнения плоской задачи теории предельного равновесия для приведённых в данной работе обозначений примут вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \zeta}{\partial z} + \operatorname{tg}(\delta + \mu) \frac{\partial \zeta}{\partial x} = - \frac{Z \sin(\delta - \mu) - X \cos(\delta - \mu)}{2\sigma \sin \varphi \cos(\delta + \mu)} \\ \frac{\partial \eta}{\partial z} + \operatorname{tg}(\delta - \mu) \frac{\partial \eta}{\partial x} = \frac{Z \sin(\delta + \mu) - X \cos(\delta + \mu)}{2\sigma \sin \varphi \cos(\delta - \mu)} \end{array} \right. \quad (5.2.5)$$

В результате из приведённой выше системы (5.2.5) определяются функции ζ и η , далее из (5.2.4) с учётом приведённых выше замен переменных определяется σ , а затем искомые напряжения σ_x , σ_z , и τ_{zx} путём решения системы уравнений (5.2.2). Таким образом, задача является решённой. Надёжность результатов решений теории предельного равновесия грунтов и их удовлетворительная сходимость с фактическими данными подтверждается современными исследованиями (Королев К.В. [139] и др.).

Предельная нагрузка на основание

В разделе разрабатывается теоретическая модель оценки устойчивости на основании заполненных оболочек, установленных в ряд (как конструкций в составе набережных, пирсов, подпорных сооружений и др.), и воспринимающих помимо собственного веса также и внешние нагрузки. Упомянутые нагрузки могут быть моделью воздействия льда, волн, навала судна, швартовых усилий, бокового давления грунта, различных видов технологической нагрузки и других воздействий [276]. На основе изложенных выше положений теории предельного равновесия с дальнейшим использованием простых уравнений статического равновесия определяется максимальная горизонтальная нагрузка (равнодействующая), при которой система «оболочка – основание» сохраняет устойчивость (в основании оболочки не происходит глубинный сдвиг). Для обоснования модели необходимо вначале рассмотреть также приложение теории предельного равновесия к решению задачи о несущей способности основания.

Принципы теории предельного равновесия использованы применительно к грунтовой среде для решения задачи определения несущей способности основания под действием нормальной нагрузки. Применена известная постановка, состоящая в том, чтобы определить, при какой пригрузке q для заданной на части поверхности основания вертикальной нагрузки p во всех точках грунтового массива наступает предельное напряжённое состояние (рис. 5.2.6).

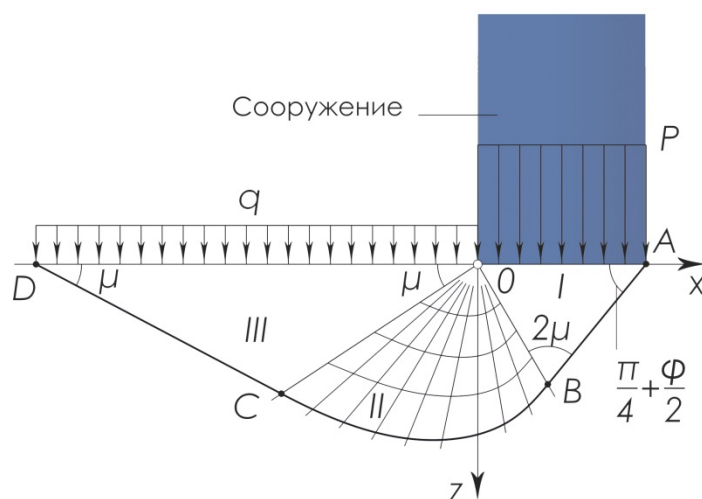


Рисунок 5.2.6 – Схема образования полей скольжения

Как отмечается в различных источниках (Христианович С.А. [269]), схема напоминает рычажные весы. Помимо действующих нагрузок, равновесие обеспечивается также силами внутреннего сопротивления грунта, характеризующимися углом внутреннего трения ϕ и давлением связности σ_c .

При действии нагрузки в области основания выделяют три зоны (Kachanov L.M. [329]). В зоне I грунт под действием приложенной нагрузки p перемещается сверху вниз, в зоне III грунт перемещается снизу вверх (выпирает). Линии скольжения обоих семейств в областях I и III – близки к прямолинейным (решение Ренкина для невесомой среды). В переходной зоне II линии скольжения первого семейства – это пучок прямых, а линии второго семейства – окружности или логарифмические спирали (решение Прандтля).

На поверхности основания ($z = 0$), в положительном направлении оси x от центра O напряжения $\sigma_z = p(x)$, $\tau_{xz} = 0$, то есть напряжения σ_z и σ_x являются главными и угол $\delta = 0$ (см. рис. 5.2.2). В данном случае граничные условия будут записаны так (Иванов П.Л. [123]):

$$\sigma = (p(x) + \sigma_c) / (1 + \sin \varphi), \text{ при } \delta = 0. \quad (5.2.6)$$

Учитывая, что $\zeta = \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \varphi \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} + \delta$, а $\eta = \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \varphi \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} - \delta$, на рассматриваемом участке ($z = 0$ и $x > 0$):

$$\zeta = \eta = \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \varphi \ln \frac{p(x) + \sigma_c}{\sigma_0 (1 + \sin \varphi)} \quad (5.2.7)$$

На поверхности, для отрицательных значений x напряжения $\tau_{xz} = 0$, а напряжения σ_z и σ_x – неизвестны. С учётом (5.2.4), граничные условия для участка ($z = 0$ и $x < 0$) записаны так:

$$\delta = -\frac{\pi}{2}, \text{ и } \zeta = \eta - \pi. \quad (5.2.8)$$

Сопоставляя (5.2.8) с (5.2.6), получим:

$$\sigma = (q(x) + \sigma_c) / (1 - \sin \varphi) \quad (5.2.9)$$

Далее для удобства обычно вводятся безразмерные координаты x' , z' , напряжения σ' (Флорин В.А [263]):

$$x' = x \frac{\gamma}{c}; \quad z' = z \frac{\gamma}{c}; \quad \sigma' = \frac{\sigma}{c}. \quad (5.2.10)$$

Здесь γ – удельный вес грунта основания. Последующий расчёт состоит в определении x , z , ζ и η по рекуррентным формулам на основе метода конечных разностей (Соколовский В.В., [238]). После определения для всех узлов граничной поверхности ($z = 0$ и $x < 0$) величин ζ и η ,

учитывая зависимость (5.2.4), можно определить:

$$\sigma' = \frac{\sigma}{c} = \frac{\sigma_0}{c} e^{(\zeta+\eta) \cdot \operatorname{tg} \varphi} = e^{(\zeta+\eta) \cdot \operatorname{tg} \varphi} \quad (5.2.11)$$

Предельная нагрузка на отрицательной полуоси ($z = 0$ и $x < 0$), при которой соблюдается состояние предельного равновесия, определяется на основе (5.2.9):

$$q(x) + \sigma_c = \sigma(1 - \sin \varphi) = c \cdot \sigma'(1 - \sin \varphi) \quad (5.2.12)$$

Приведённое выше решение позволяет далее получить величину нагрузки $q(x)$, при которой для заданной нагрузки $p(x)$ в массиве грунтового основания соблюдается состояние предельного равновесия и не происходит сдвиг.

Методика оценки устойчивости

В основу методики положены приведённые выше решения о предельном напряжённом состоянии грунтового массива с дальнейшим использованием уравнений статического равновесия. В результате определяется предельная горизонтальная нагрузка на оболочку, при которой обеспечивается устойчивость системы «оболочка – основание».

В предельном состоянии рассматривается работа грунтового основания сооружения в пластической стадии. При этом предельное давление распределяется только в пределах участка (пятна) контакта, определяющего в свою очередь очертание призмы выпора. Принимая во внимание, что у рассматриваемой конструкции нет сплошной подошвы, критические с точки зрения расчёта напряжения в основании для данной задачи возникают непосредственно под оболочкой в локальной области нижней наружной грани сооружения. Поскольку разрушение грунта происходит прежде всего в области точки поворота, и очертания призмы выпора становятся условными, рассмотрены граничные условия вблизи центра равновесия.

С учётом данного предположения для определения предельной нагрузки p , вызывающей переход грунта в предельное состояние, рассмотрим только граничные условия на бесконечно малых участках вправо и влево от центра равновесия – точки O ($p = p_0$). В соответствии с (5.2.4), (5.2.7) и (5.2.9) величина функции η в областях I и II (Соколовский В.В. [238]):

$$\eta_I = \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \varphi \ln \frac{p_0 + \sigma_c}{\sigma_0 (1 + \sin \varphi)}; \quad \eta_{II} = \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \varphi \ln \frac{q_0 + \sigma_c}{\sigma_0 (1 - \sin \varphi)} + \frac{\pi}{2}.$$

Поскольку в центре равновесия $\eta_I = \eta_{II}$:

$$ctg\varphi \ln \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \frac{p_0 + \sigma_c}{q_0 + \sigma_c} = \pi, \quad p_0 + \sigma_c = (q_0 + \sigma_c) \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \cdot e^{\pi \cdot tg\varphi},$$

или при отсутствии пригрузки ($q_0=0$), когда «уравновешивающее» давление обеспечивается внутренним трением и давлением связности:

$$p_0 = \sigma_c \cdot \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \cdot e^{\pi \cdot tg\varphi} - \sigma_c = c \cdot ctg\varphi \cdot \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \cdot e^{\pi \cdot tg\varphi} - 1 \right). \quad (5.2.13)$$

При этом для определения предельного давления могут быть применены иные решения теории предельного равновесия грунта, основанные на трудах С.С. Голушкевича, М.В. Малышева, Ю.И. Соловьева, А.С. Строганова, К. Терцаги (К. Terzaghi) и развитые в работах В.П. Дыбы, К.В. Королева, В.Г. Федоровского, и других исследователей.

Рассмотрим ряд оболочек (n штук), опирающихся на сжимаемое основание и воспринимающих помимо собственного веса G горизонтальную нагрузку F (рис. 5.2.7). Заданы основные размеры оболочки: ширина сечения (или наружный диаметр D), толщина стенки оболочки t , высота конструкции h , плечо равнодействующей нагрузки h_f , удельный вес наполнителя γ_n , а также физико-механические характеристики грунта основания: угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c .

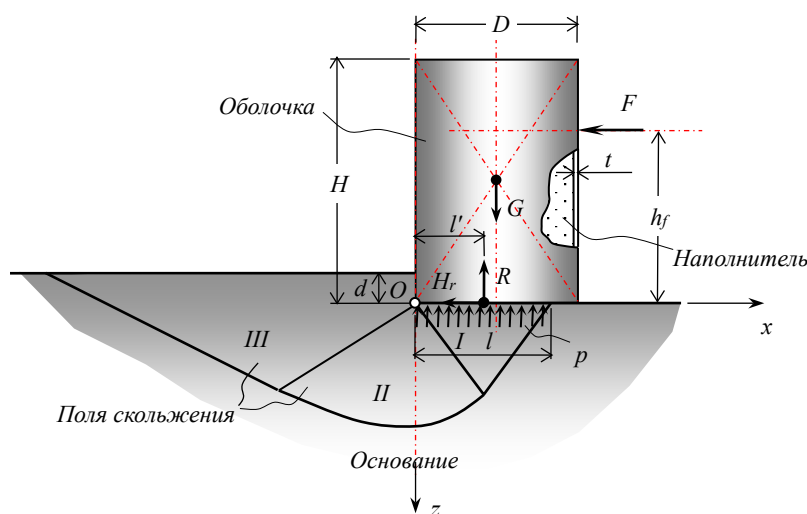


Рисунок 5.2.7 – Схема к расчёту устойчивости сооружения

Далее разрабатывается зависимость, определяющая для внецентренно нагруженной оболочки максимальный опрокидывающий момент M_2 (либо максимальную горизонтальную равнодействующую F_{max} при заданной высоте её приложения h_f) относительно подошвы сооружения), ведущий к опрокидыванию сооружения, которая представляет собой функцию от нескольких переменных, среди которых – размеры сооружения и характеристики грунта основания. Расчёт устойчивости проводится по методике единого коэффициента запаса:

$$M_1 \geq k \cdot M_2, \quad (5.2.14)$$

где M_2 – опрокидывающий момент, определяемый действием горизонтальной равнодействующей нагрузки F и плечом h_f , как расстоянием от подошвы сооружения до уровня приложения горизонтальной равнодействующей F ;

k – коэффициент запаса, назначаемый в зависимости от класса сооружения и в среднем принимаемый равным 1,2 (Dunkan, Wright, [316]);

M_1 – удерживающий (восстанавливающий) момент, возникающий в результате действия сил собственного веса сооружения.

Устойчивость сооружения обеспечена в случае, если восстанавливающий момент превосходит предельный. Равенство указанных моментов определяет максимальную горизонтальную нагрузку F_{max} , превышение которой ведёт к опрокидыванию сооружения. При достижении предельной нагрузки сооружение полностью теряет проектное положение, так как центр тяжести системы переходит за точку приложения равнодействующей предельного давления.

Для определения предельной нагрузки F_{max} , воспринимаемой оболочкой, рассматривается работа грунтового основания сооружения в пластической стадии. При достижении предельного давления в грунте развиваются поверхности скольжения, условно объединённые в поля (области) скольжения (рис. 5.2.6, 5.2.7). Предельная нагрузка при этом определяется по формуле (5.2.13). Собственный вес оболочки с наполнителем (кругового сечения диаметром D , либо вписываемой в круг того же диаметра полигональной формы или формы клевера – табл. 2.2.1) равен:

$$G = \gamma_n \cdot H \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (5.2.15)$$

При необходимости и надлежащем обосновании в собственный вес могут быть также

включены вес надстройки, вес прилежащих призм грунта, нагрузки от стационарного оборудования и другие постоянные и длительные технологические нагрузки.

Эпюра давления предельной нагрузки в пределах участка контакта (участок длиной l) принята равномерной (среднее давление p), поскольку определить точную конфигурацию эпюры распределения давления достаточно сложно, особенно в области больших деформаций. Существует приближённое численное решение В.В. Соколовского о неравномерном распределении предельного давления по поверхности, учитывающее также удельный вес грунта (Соколовский В.В. [238]). Разработанные на основе этого решения приближённые методы расчёта устойчивости достаточно трудоёмки и реализованы для определённого круга задач (для конкретных случаев составлены таблицы и графики (например, Клейн Г.К. [134]). В отношении устойчивости гравитационных гидротехнических сооружений методы проработаны для случаев, когда сооружение опирается на специально подготовленную каменную или щебёночную постель, предварительно уплотняемую и обжимающую грунт и практически исключаящую возможность значительных глубинных деформаций основания (Гуревич В.Б. [98]).

В состоянии равновесия опрокидывающий момент равен произведению предельной нагрузки F_{max} на плечо (расстояние h_f от подошвы сооружения до уровня приложения равнодействующей нагрузки).

Уравнение восстанавливающего момента основано на следующих положениях:

- условно считается, что центр тяжести сооружения G находится на расстоянии половины ширины ($D/2$) от наружной грани сооружения;

- предполагается, что результирующая сила реакции давления R на грунт (в предельном состоянии равная весу сооружения G) располагается на середине участка контакта: $l'=l/2$. Такое допущение возможно, поскольку сдвиг равнодействующей ближе к наружной грани сооружения (обусловленный возможным ростом давления к краю сооружения при его повороте) компенсируется её сдвигом в обратном направлении – к центру сооружения (ввиду того, что сооружение имеет круглое поперечное сечение). Из условия равновесия следует длина участка контакта:

$$l = G/p = R/p = (\gamma_n \cdot H \cdot D)/p. \quad (5.2.16)$$

В результате восстанавливающий момент M_l равен произведению гравитационной силы G на плечо, равное полуразности ширины сооружения (диаметра D) и длины участка контакта l :

$$M_1 = G \frac{D}{2} - G \frac{l}{2} = G \frac{(D-l)}{2} \quad (5.2.17)$$

Уравнение равенства моментов запишем в виде:

$$G \cdot \frac{(D-l)}{2} = k \cdot F_{max} \cdot h_f \quad (5.2.18)$$

Тогда из условия равновесия с учётом (5.2.13), (5.2.14), (5.2.15), (5.2.16) может быть получена зависимость для определения максимальной (предельной) опрокидывающей силы F_{max} :

$$F_{max} = -n \cdot \frac{\gamma_n H \pi D^3}{8 \cdot h_f \cdot k} \left(\frac{\gamma_n H}{c \cdot ctg \varphi \left(\frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot tg \varphi} - 1 \right)} - 1 \right). \quad (5.2.19)$$

При таком решении учесть влияние заглубления оболочки d в основание с удельным весом γ' можно, введя вес прорезаемого слоя, не обнуляя пригрузку на поверхности $q_0 = \gamma' \cdot d$:

$$F_{max} = -n \cdot \frac{\gamma_n H \pi D^3}{8 \cdot h_f \cdot k} \left(\frac{\gamma_n H}{(\gamma' \cdot d + c \cdot ctg \varphi) \left(\frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot tg \varphi} \right) - c \cdot ctg \varphi} - 1 \right). \quad (5.2.20)$$

Формула (5.3.19) представляет собой теоретическую модель, функционально связывающую физические и физико-механические параметры грунта основания и размеры сооружения с максимальным удерживающим моментом, который может быть обеспечен сооружением без нарушения равновесия системы «оболочка – основание».

Для оценки устойчивости ряда оболочек (n штук), в просветы между которыми установлены промежуточные конструкции (соединительные арки и вкладыши – табл. 2.3.2), а также для оболочек постоянной ширины допустимо использовать результаты предложенного решения, принимая площадь опирания конструкции в ф-ле (5.2.15) равной D^2 , а величину предельной силы, определяемой по формулам (5.2.19, 5.2.20) соответственно следует увеличить до $1,273 \cdot F_{max}$.

Вычисленная предельная сила является равнодействующей от возможных входящих в расчётное сочетание одной или нескольких нагрузок: таких как нагрузка льда, волны, навала судна, швартовых усилий, бокового давления грунта, различных видов технологической нагрузки и других. При необходимости учёта сложных сочетаний нагрузок зависимость удобно представить в виде, позволяющем оценить общий предельный момент на уровне

подошвы оболочки от всех внешних нагрузок, воспринимаемых сооружением выше уровня подошвы:

$$M = -n \cdot \frac{\gamma_n H \pi D^3}{8 \cdot k} \left(\frac{\gamma_n H}{c \cdot ctg \varphi \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot tg \varphi} - 1 \right)} - 1 \right). \quad (5.2.21)$$

Компьютерная программа

Приведённые выше рассуждения реализованы в виде программы для персонального компьютера «Программа оценки устойчивости оболочек с наполнителем из условия обеспечения несущей способности основания» (Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2020618170 от 21.07.2020 [226]). Лицевой экран программы показан на рис. 5.2.8.

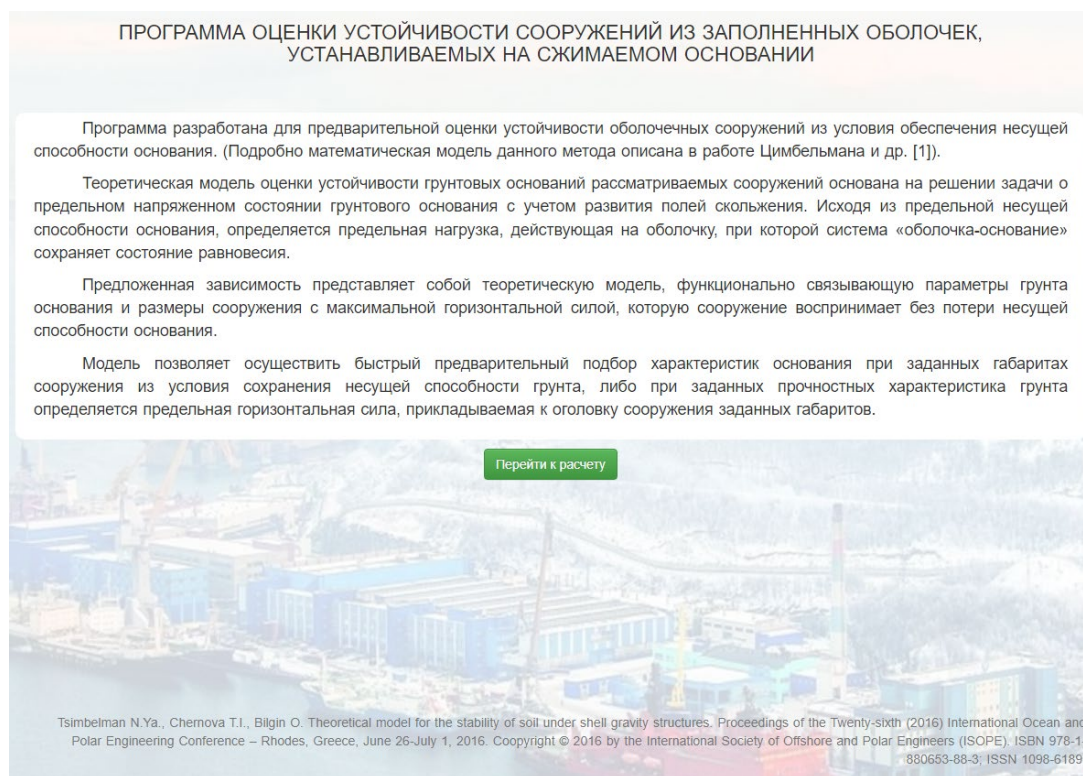


Рисунок 5.2.8 – Начальный экран программы

Цель программы – быстрая и удобная проверка устойчивости внецентренно нагруженных оболочечных сооружений из условия обеспечения несущей способности основания. В основе программы лежит разработанная теоретическая модель, основанная на решении задачи о предельном напряженном состоянии грунтового основания с учетом развития полей скольжения [276]. Исходя из предельной несущей способности основания,

определяется предельная нагрузка, действующая на оболочку, при которой система «оболочка-основание» сохраняет состояние равновесия.

Программа позволяет выполнять расчёт при различных комбинациях исходных данных (рис. 5.2.9).

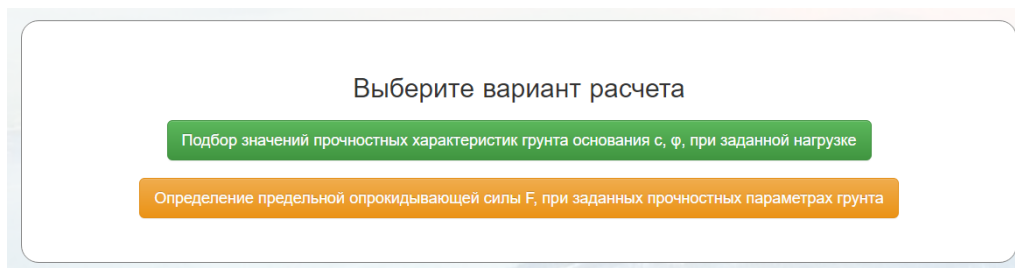


Рисунок 5.2.9 – Экран программы (выбор варианта расчёта)

Например, предлагается осуществить предварительный подбор основных физико-механических характеристик грунта основания (ϕ , c) при заданной нагрузке F с возможностью варьирования габаритами оболочки (D , H) и всего сооружения (число оболочек в ряду n) и весом наполнителя γ (рис. 5.2.10).

В данном разделе выполняется подбор значений характеристик грунта основания, при которых не происходит нарушения равновесия системы «оболочка-основание».

Для того чтобы определить основные физико-механические характеристики грунта основания (c – удельное сцепление грунта, ϕ – угол внутреннего трения) необходимо задаться основными размерами оболочки (наружный диаметр D , толщина стенки t , высота конструкции h , плечо равнодействующей нагрузки d), а также величиной предельной нагрузки (F_{max}), воспринимаемой сооружением.

Расчет

Введите горизонтальную нагрузку, F , кН

Введите наружный диаметр оболочки, D , м

Введите число оболочек в ряду, n , шт

Введите удельный вес наполнителя, γ , кН/м³

Введите высоту оболочки, H , м

Введите плечо приложения нагрузки, d , м

Введите коэффициент запаса, k

Введите удельное сцепление, c , кПа

Расчитать

$$F_{max} = -n \cdot \frac{\gamma H \pi D^3}{8 \cdot d \cdot k} \left(\frac{\gamma H}{c \cdot ctg\phi \left(\frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \cdot e^{\pi \cdot ctg\phi} - 1 \right)} - 1 \right)$$

Результат

Угол внутреннего трения, ϕ 20°

Предельная нагрузка, F 2794кН

Грунт Супеси

Рисунок 5.2.10 – Экран программы (подбор значений характеристик грунта основания из условия равновесия системы)

Либо при заданных прочностных характеристиках грунта основания (φ, c) определяется предельная горизонтальная сила F , прикладываемая к сооружению заданных габаритов (D, H) с предполагаемым плечом приложения h_f . В обоих случаях существует также возможность назначения коэффициента запаса k в зависимости от назначения и степени ответственности проектируемого сооружения.

В результате появляется возможность определить требуемые грунтовые условия места строительства (либо оценить пригодность существующих) при ожидаемых нагрузках на сооружение с возможностью варьирования его параметрами (размеры оболочки, удельный вес наполнителя). Пример определения области возможных значений прочностных характеристик основания в зависимости от равнодействующей нагрузки (условно сосредоточена, кН) для сооружения высотой $H = 10$ м, при $D/H = 1$, $h_f = 0,6 H$ с учётом взвешивающего действия воды на наполнитель ($\gamma_n = 11$ кН/м³) приведён на рис. 5.2.11.

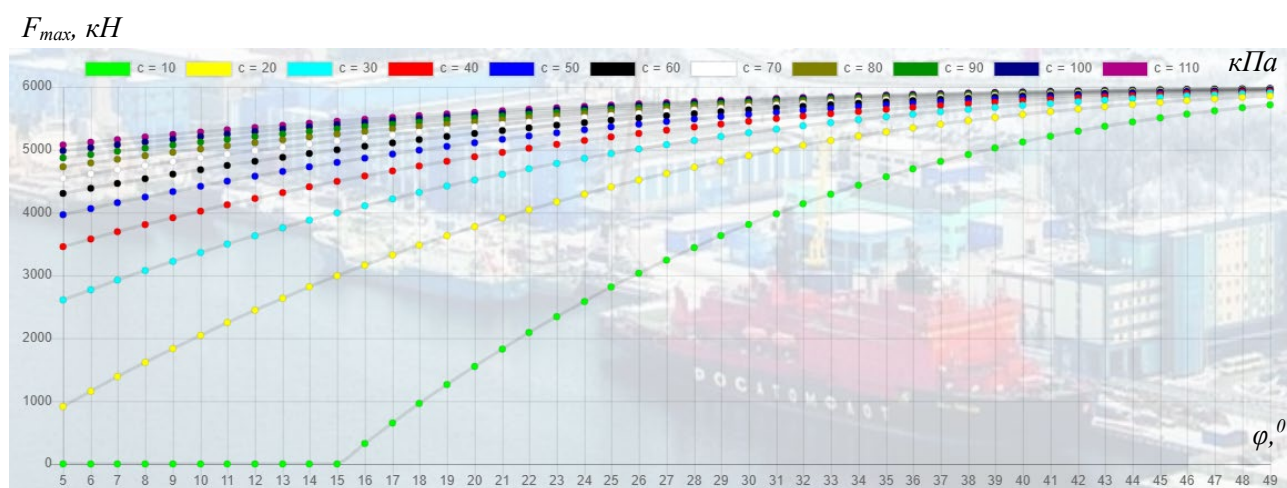


Рисунок 5.2.11 – Область возможных значений прочностных характеристик основания при ожидаемой нагрузке на сооружение F_{max} при $k = 1,2$ (экран программы)

Таким образом, реализованная в компьютерной программе модель позволяет на ранних стадиях расчёта осуществить подбор комбинации основных параметров рассматриваемой системы: характеристик грунта основания и наполнителя, нагрузки на заполненную оболочку и её габаритов из условия сохранения несущей способности грунта. Полученные начальные параметры системы используются на более поздних, трудоёмких стадиях расчёта при построении численной модели (п. 6.3).

5.3 Применение теоретической модели для верификации численных расчётов

Теоретическая модель позволяет определить диапазон предельных нагрузок на оболочку из условия сохранения несущей способности основания и создаёт возможность проверки результатов численных расчётов. Для иллюстрации применения теоретической модели для верификации численного решения приняты следующие исходные данные для внутреннего наполнителя оболочки и грунта основания, представляющие собой средние величины показателей расчётных условий (табл. 5.3.1).

Таблица 5.3.1 – Параметры модели грунта

<i>Характеристика</i>	<i>Единица измерения</i>	<i>Наполнитель</i>	<i>Основание</i>
Удельный вес γ	[кН/м ³]	11	19
Модуль упругости E_{ref}	[кН/м ²]	150000	115000
Модуль деформации E_{oed}	[кН/м ²]	30000	23000
Угол внутреннего трения φ	[°]	35	25
Удельное сцепление c	[кН/м ²]	2	35
Угол дилатансии ψ	[°]	-	2
Коэффициент Пуассона ν	[-]	0,25	0,25

Расчёт выполнен для сооружения со следующими основными параметрами (табл. 5.3.2). Модель верхнего строения (железобетонной плиты) условно принята в виде твёрдого покрытия заданной толщины, в плане повторяющего контур оболочки.

Таблица 5.3.2 – Параметры сооружения

<i>Характеристика</i>	<i>Единица измерения</i>	<i>Оболочка</i>	<i>Верхнее строение</i>
Удельный вес материала γ	[кН/м ³]	78,5	25,0
Модуль упругости материала E	[кН/м ²]	$2,1 \cdot 10^8$	$18 \cdot 10^6$
Коэффициент Пуассона материала ν	[-]	0,28	0,2
Диаметр D	[м]	10	10
Толщина конструкции t	[м]	0,014	0,5
Высота оболочки H	[м]	14,5	-
Плечо приложения нагрузки h_f	[м]	14,5	-
Число оболочек в ряду n	[шт.]	3	-

Расчётная модель, полученная для заданных параметров сооружения и основания (табл. 5.3.1 и табл. 5.3.2) состоит из 6-ти узловых призматических элементов, 15-узловых клиновидных элементов, наделенных прочностными параметрами, которые описывают

состояние грунта; 8-узловых «четырёхугольных» плитных элементов, описывающих криволинейную поверхность оболочки; 16-узловых интерфейсных элементов, описывающих криволинейную поверхность взаимодействия оболочки с грунтом; 6-узловых призматических («треугольных») элементов, описывающих параметры жёсткого оголовка (рис. 5.3.1) [283].

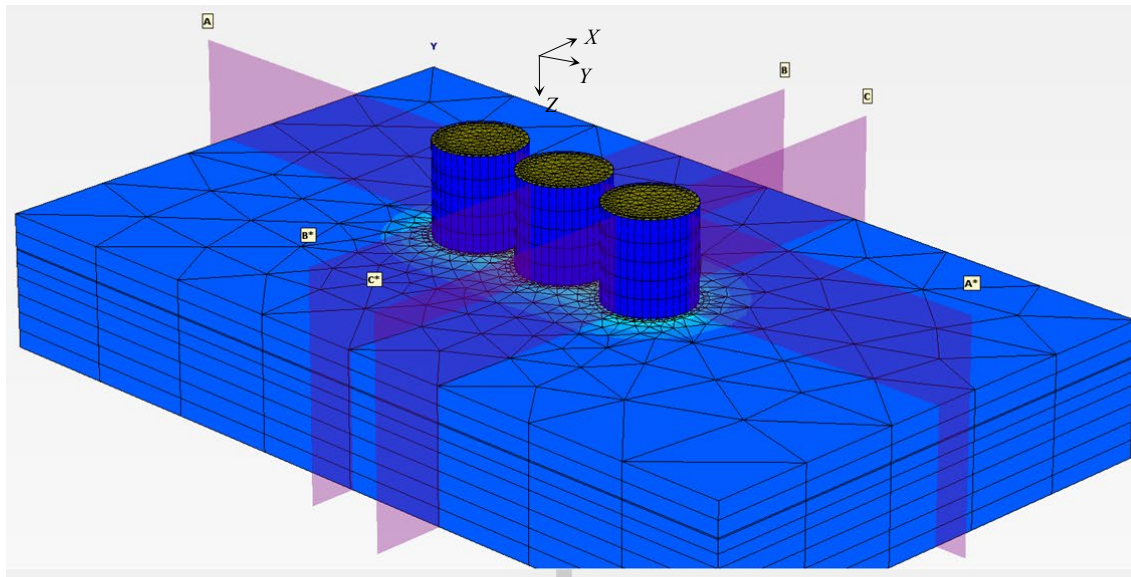


Рисунок 5.3.1 – Конечно-элементная модель сооружения из ряда цилиндрических оболочек

К оболочке в уровне оголовка приложена горизонтальная сила F (рис. 5.3.2), величина которой в ходе расчёта увеличивается до достижения предельного значения F_{max} , соответствующего моменту разрушения системы (потеря несущей способности основания). Для примера рассмотрен ряд (секция) из трёх оболочек, воспринимающих одинаковую по величине и направлению нагрузку.

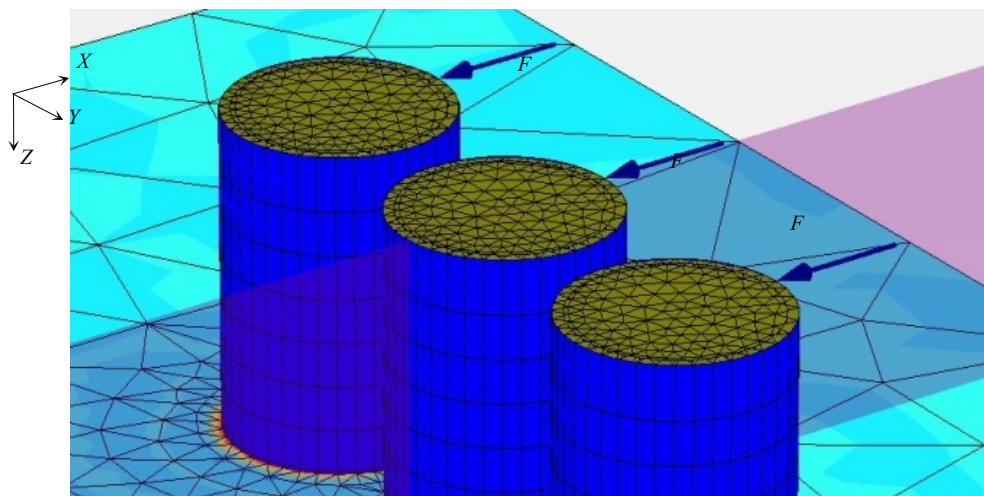


Рисунок 5.3.2 – Фрагмент расчётной схемы сооружения

В результате расчёта определялась предельная опрокидывающая сила F_{max} , при которой система «оболочка-грунт» переходит в область больших деформаций: грунт теряет устойчивость, то есть основание перестаёт соответствовать условию предельного напряжённого состояния и расчёт становится невозможен. Полученная для заданных параметров модели максимально возможная опрокидывающая сила составила $F_{max} = 3050$ кН на каждую оболочку (рис. 5.3.3).

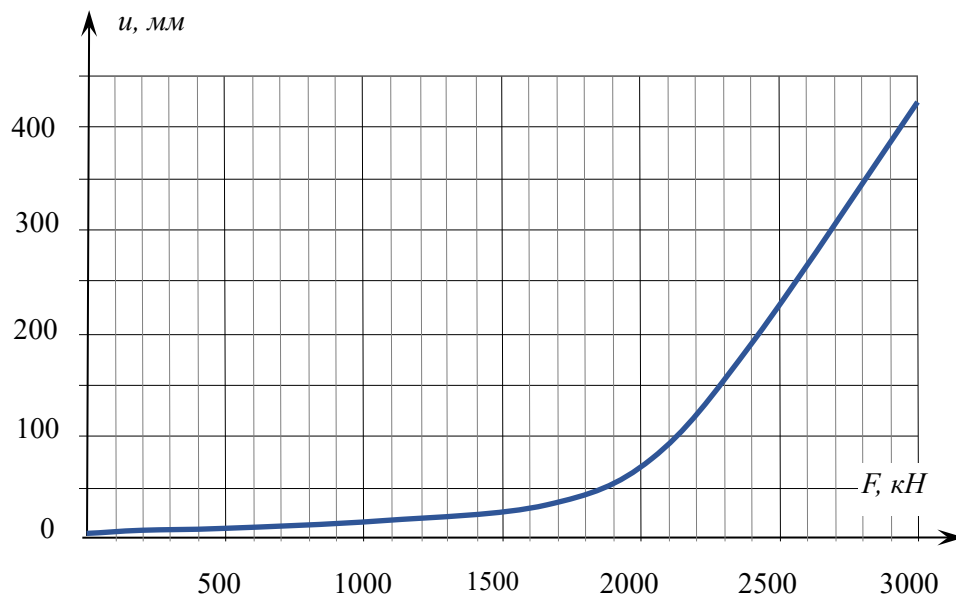


Рисунок 5.3.3 – График зависимости перемещения верха оболочки от нагрузки

Схема перемещения оболочки, а также напряжения в основании для максимальной нагрузки приведены на рис. 5.3.4 и рис. 5.3.5 соответственно.

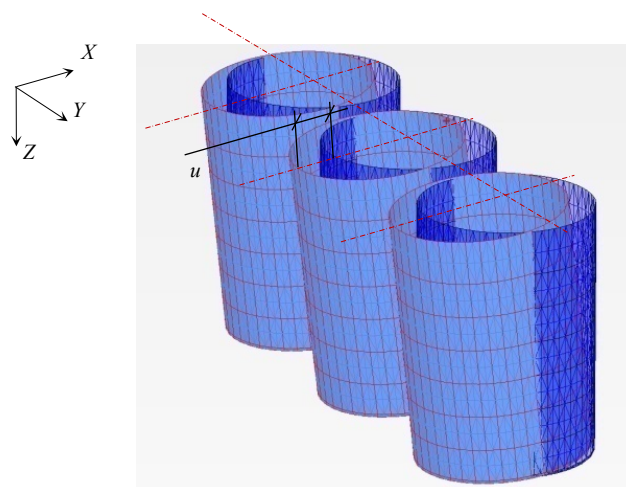


Рисунок 5.3.4 – Схема перемещений оболочки. Перемещения u (условно увеличено в 5 раз)

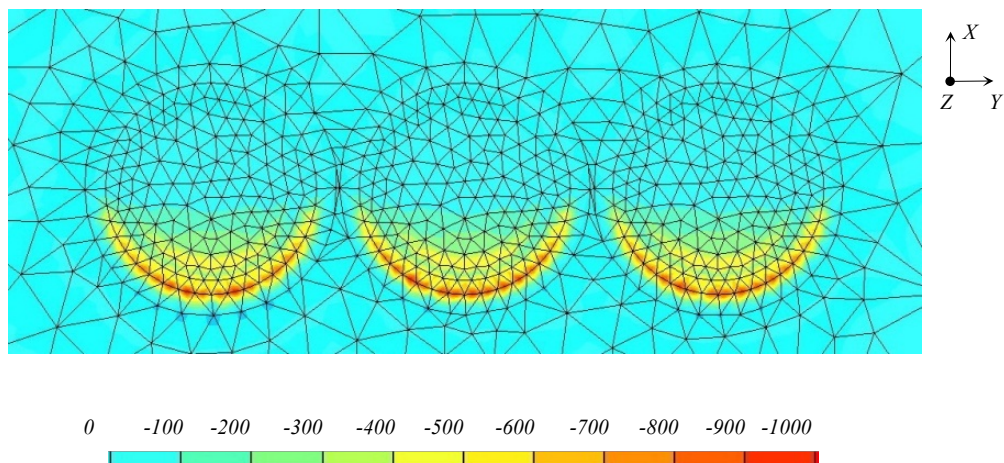


Рисунок 5.3.5 – Напряжения (кН/м^2) в грунтовом основании у переднего края оболочки по вертикальной оси (ось Z)

Далее результаты расчёта оболочки с наполнителем, выполненные с использованием предложенной численной модели, сопоставлены с предложенным теоретическим решением, которое основано на положениях теории предельного напряжённого состояния. Сопоставление результатов расчёта по предложенной численной модели и вычислений по разработанной теоретической модели приводит к следующим выводам.

Максимальная нагрузка, определённая по предложенной формуле (5.2.20) для заданных параметров основания и сооружения (табл. 5.3.1 и табл. 5.3.2) при коэффициенте $k = 1$ составляет $F_{max} = 3340$ кН на каждую оболочку. Разница с максимальной нагрузкой, определённой в результате расчёта по численной модели составляет $\Delta = 9.5\%$, сравнение показывает удовлетворительную корреляцию результатов; расхождения объясняются вводимыми при формировании моделей допущениями. Численная модель, прошедшая процедуру калибровки по результатам эксперимента, показывает удовлетворительные результаты в сравнении с более строгим в математическом отношении решением. Далее предельная нагрузка F_{np} окончательно может быть установлена исходя из заданного коэффициента запаса k и требований допустимых перемещений для данной конструкции по графикам, аналогичным приведённому на рис. 5.3.3. Важным результатом сравнения является также то обстоятельство, что численная модель в итоге показывает ту же причину нарушения равновесия системы «оболочка-наполнитель-основание», что и теоретическая модель, а именно – потеря несущей способности грунта основания.

5.4 Выводы по Главе 5

1. Разработана теоретическая модель оценки устойчивости гравитационных и полугравитационных сооружений из заполненных грунтом оболочек. Модель разработана на основе решения задачи о предельном напряжённом состоянии грунтового основания с учётом развития полей скольжения, и предназначена для проверки предложенной численной модели сооружения, параметры которой определялись экспериментальным путём.

2. Результаты расчёта допустимой нагрузки на сооружение по предложенным формулам достаточно хорошо согласуются с результатами численного моделирования (расхождение до 10%). Установлено также соответствие критерия разрушения системы «оболочка-грунт», который в обоих случаях состоит в потере несущей способности основания. Таким образом, предложенная конечно-элементная модель внецентренно нагруженных оболочечных конструкций с наполнителем, установленных торцом на грунтовое основание, может быть использована для оценки напряжённо-деформированного состояния рассматриваемых сооружений.

3. Показана возможность использования простой теоретической модели, описываемой приведёнными в разделе формулами, на ранних стадиях проектирования. Для ускорения и автоматизации расчёта разработана и зарегистрирована компьютерная программа. Теоретическая модель функционально связывает основные характеристики модели грунтового основания с основными размерами сооружения и предельной нагрузкой. Модель позволяет осуществить быстрый предварительный подбор габаритов сооружения при заданных характеристиках основания из условия сохранения несущей способности грунта. При этом теоретическая модель не учитывает многие факторы, влияющие на работу сооружения: при проектировании, как правило, требуется определить не максимально возможную нагрузку, а предельную нагрузку с учётом допустимых перемещений для данного типа сооружения. После предварительного назначения габаритов следует перейти к более трудоёмкой стадии вычислений с использованием предложенной численной модели, которая позволяет провести детальные расчёты перемещений сооружения, деформаций основания, и напряжений в теле оболочки, наполнителя и грунте основания.

Глава 6. Расчётное моделирование гидротехнических сооружений различного назначения из заполненных оболочек

6.1 Общий алгоритм расчёта

Предлагаемая последовательность расчётного моделирования сооружений из заполненных оболочек опирается на сложившиеся общие положения расчёта сооружений и наработанные общим опытом особенности оценки их эксплуатационных качеств. Основные этапы расчётного обоснования сооружений из заполненных оболочек, сформированные на основе проведённых исследований и учитывающие специфику конструкции, сведены в логическую последовательность с сохранением требований и условий, налагаемых действующими нормами на проектируемую систему. При этом процесс расчётного моделирования разделён на три укрупнённых блока (рис. 6.1.1):

- *Блок 1*: Основные параметры расчётной модели.
- *Блок 2*: Нагрузки и воздействия.
- *Блок 3*: Расчётное обоснование.

Ссылки на конкретные пункты норм, относящиеся к указанным этапам последовательности моделирования, обозначены в п. 1.4 работы (подраздел «*Опорные пункты норм к расчёту и проектированию оболочек с наполнителем*»).

Основные этапы расчётного моделирования:

- **Блок 1:**

- Раздел 1А: Определение расчётной схемы
 - назначение параметров основания (*топология, значения параметров принятой модели грунта...*);
 - назначение параметров наполнителя (γ, φ, \dots);
 - назначение других расчётных условий (*сейсмика: акселерограммы; срок службы ...*);
 - предварительное назначение размеров сооружения ($D, H, t \dots$) и величины заделки d оболочки в грунт с учётом несущей способности основания, свойств прорезаемого грунта и действующих нагрузок (*согласно п. 2.4*);

- определение категории сооружения, выбор расчётной схемы (*согласно п. 2.4*);

* в общей последовательности в Блоке 1 расположен Раздел 1Б (Проверка и редактирование параметров системы), который предполагает увязку на ранних стадиях проектирования исходных параметров системы (основные размеры сооружения, ожидаемые нагрузки) с заданными грунтовыми условиями на основе предложенной теоретической модели оценки устойчивости оболочки с наполнителем на сжимаемом основании (*согласно п. 5.2, 5.3, с применением программы ЭВМ*):

- Раздел 1Б: Проверка и редактирование параметров системы

- определение ожидаемых нагрузок (N, F, q, \dots), их корректировка при последующих итерациях;
- проверка принятых габаритов сооружения ($D, H, d \dots$) при заданных характеристиках грунта и нагрузке;
- определение ограничений по нагрузкам (G, F_{max}, \dots);

- Блок 2:

- Раздел 2А: Сбор нагрузок

- определение перечня нагрузок (*постоянные, временные, особые*);
- уточнение значений нагрузок (*соответствуют ли предварительным?*);
- назначение сочетаний нагрузок к расчёту перемещений и напряжений в характерных точках системы и к оценке общей устойчивости.

** в общей последовательности в Блоке 2 расположен Раздел 2Б (Дополнительные модули), который предполагает учёт конструктивных особенностей сооружения, соержащего в своём составе заполненную грунтом оболочку при вычислении нагрузок в зависимости от специфики намечаемой функции и условий эксплуатации сооружения:

- Раздел 2Б: Дополнительные модули

- давление грунта внутри и снаружи оболочки; действие воды на сооружение;
- данные к построению расчётной динамической модели;
- иные специфические нагрузки (циклическое действие льда и др.).

- Блок 3:

- Раздел 3А: Поверочные расчёты по I группе предельных состояний

- расчёт общей устойчивости сооружения на основании (*смешанный сдвиг, глубинный сдвиг...*);

- расчёт прочности основания;
- расчёт прочности конструкции оболочки;
- расчёт сдвига по подошве и опрокидывания.
- Раздел 3Б: Поверочные расчёты II группе предельных состояний
 - определение предельных величин осадок, горизонтальных смещений и кренов (***);
 - определение расчётных величин осадок, горизонтальных смещений и кренов, сравнение с предельными.

*** рекомендуется помимо общих требований к определению предельных перемещений в соответствии с функциональным назначением сооружения (выражающемуся в учёте особенностей технологического процесса его эксплуатации) определять также предельные перемещения грунта основания с последующим выделением наименьших (критических) значений [367]. Для определения предельных перемещений грунта основания для начальных стадий проектирования предлагается использовать данные штамповых испытаний. В качестве критерия определения предельной осадки предлагается рассматривать момент начала развития фазы пластических деформаций в грунте [367].

**** в общей последовательности в Блоке 3 расположен Раздел 3В (Модель напряжённо-деформированного состояния сооружения), который предполагает построение конечно-элементной трёхмерной модели сооружения (*согласно п. 6.3*), с последующим уточнением параметров системы и окончательным выводом о сохранении эксплуатационных качеств сооружения в течение заданного периода времени:

- Раздел 3В: Модель напряжённо-деформированного состояния сооружения
 - выбор программного комплекса;
 - построение трёхмерной конечно-элементной модели напряжённо-деформированного состояния сооружения;
 - уточнение параметров системы;
 - вывод об обеспечении эксплуатационных качеств сооружения.

Предусмотренные предложенной последовательностью расчётного моделирования итерации (циклы проектирования, рис. 6.1.1) возникают на этапах сбора нагрузок (сравнение уточнённых значений с ожидаемыми: 2А → 1Б) и поверочных расчётов (проверка выполнения расчётных условий: 3А → 1А; 3Б → 1А). В целом же введение блоков 1Б и 3В позволяет избежать значительного количества «возвратов» с поздних стадий проектирования к этапу корректировки исходных данных, и повышает обоснованность выводов об обеспечении эксплуатационных качеств сооружения.

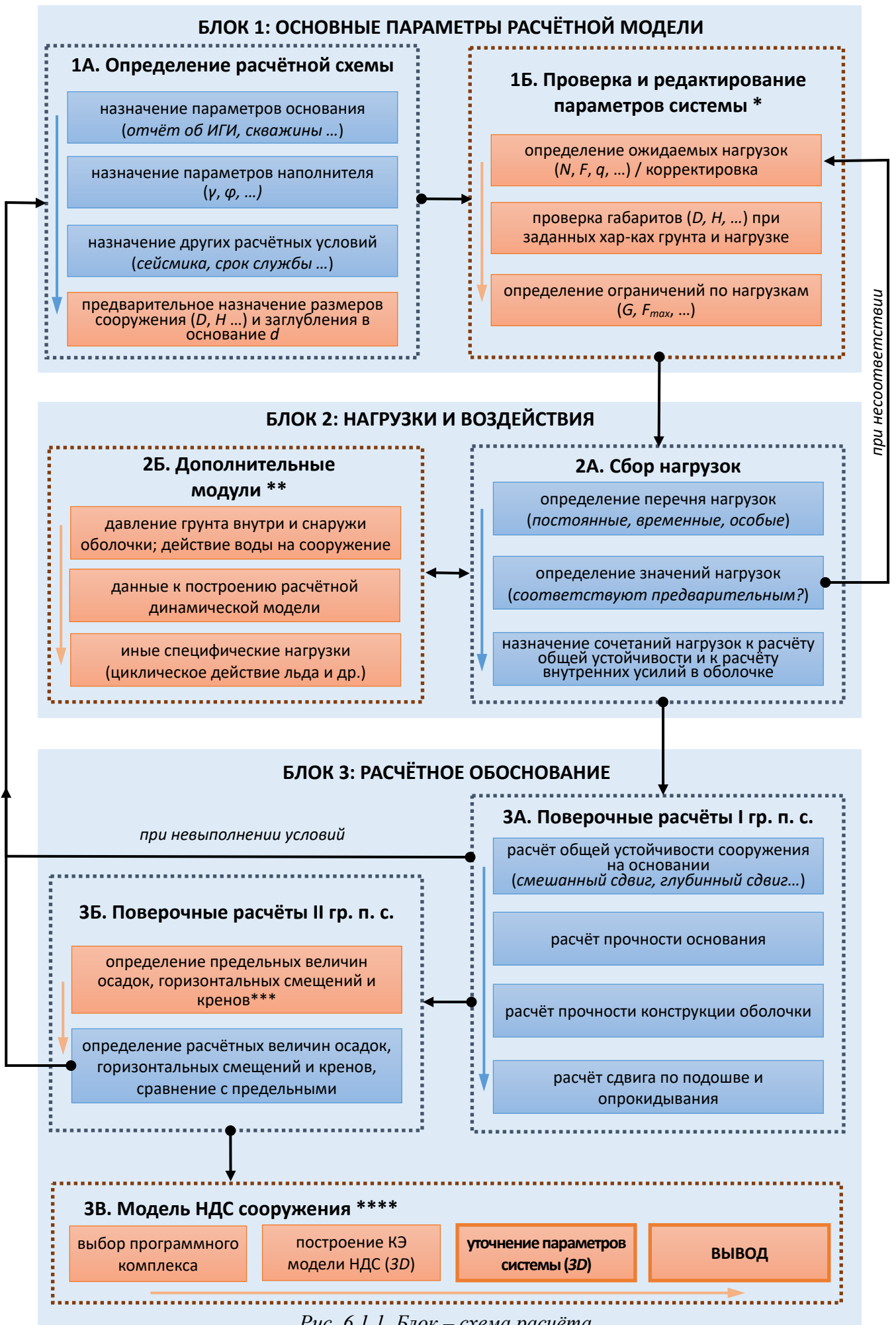


Рис. 6.1.1. Блок – схема расчёта

6.2 Методики и специфика определения нагрузок на гидротехнические сооружения из заполненных грунтом оболочек

Далее рассмотрены особенности расчёта основных нагрузок на оболочечные сооружения с грунтовым наполнителем. Типы сооружений, на которые могут быть распространены приведённые ниже последовательности сбора нагрузок, рассмотрены в п. 2.1.

6.2.1. Нагрузки и их сочетания

Перечень нагрузок

Основные положения определения нагрузок на оболочечные конструкции с грунтовым наполнителем в общем регламентируются действующими нормативно-техническими документами: в части сбора нагрузок на сооружения различного назначения [25], отдельно – на гидротехнические [35]; в части оснований зданий и сооружений [26], отдельно – на гидротехнические [27]; учитывающими особые условия эксплуатации [21, 22, 23, 28 и др.]. Для некоторых исходных данных (в отношении материала конструкции, конфигурации сооружения, ограничений по нагрузкам и др.) выработаны руководящие технические материалы [15, 16] и инструкции – руководящие документы [10, 12, 13 и др.]. Более подробно обзор и анализ действующих норм показан в п. 1.4.

Рассматриваемые в настоящей работе сооружения воспринимают широкий спектр нагрузок, которые согласно указанным выше источникам в зависимости от продолжительности разделяются на постоянные и временные, последние в свою очередь подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

К основным *постоянным* нагрузкам относятся [15]:

собственный вес оболочки, а также конструкций, опирающихся на оболочку (надстроек); собственный вес грунта наполнителя; собственный вес грунта снаружи оболочки;

давление грунтового наполнителя на оболочку, в том числе от постоянных нагрузок, расположенных на поверхности наполнителя или на надстройке;

боковое давление грунта снаружи оболочки, в том числе от постоянных нагрузок, расположенных на поверхности грунта засыпки.

К основным *временным длительно действующим* нагрузкам относятся:

нагрузки машин, расположенных в пределах оболочечных сооружений;

нагрузки от складированных грузов, наполнителей технологического оборудования;

боковое давление грунта снаружи оболочки от временных нагрузок, расположенных на поверхности грунта засыпки;

«полезная» нагрузка: нагрузки от людей, животных, оборудования;
снеговая нагрузка.

К *кратковременно действующим* нагрузкам относятся:

климатические нагрузки: ледовая, ветровая, волновая;

строительно-монтажные нагрузки, связанные с выбранным способом транспортировки и монтажа конструкции;

гидротехнические нагрузки при действии на судно ветра и течения: от натяжения швартовов, от навала пришвартованного судна на оболочку и/или надстройку, а также при его подходе к причальному сооружению.

К *особым* нагрузкам относятся:

климатические: сейсмические воздействия; воздействия цунами;

взрывные воздействия;

аварийные нагрузки (при резком нарушении технологического процесса, другие чрезвычайные ситуации).

При формировании расчётной модели необходимо осуществить переход от нормативных нагрузок к расчётным: вероятность отклонения нагрузки в неблагоприятную для сооружения сторону рекомендуется учитывать коэффициентом надёжности по нагрузке γ_f (0,95 ÷ 1,3) [25].

Сочетания нагрузок

Сочетания (комбинации) нагрузок принимаются с учётом вероятности одновременного их действия на сооружение. Для расчёта оболочки или отдельных элементов оболочки и надстройки (верхнего строения) необходимо принимать наиболее неблагоприятные сочетания и положения нагрузок, при условии, что вводимые нагрузки не улучшают работу рассчитываемого элемента сооружения в данной комбинации.

Нагрузки на оболочечные конструкции могут быть скомбинированы в нескольких основных сочетаниях:

основное сочетание: включает постоянные, длительные и кратковременные нагрузки;

особое сочетание: включает постоянные, длительные, кратковременные и одну из особых нагрузок.

При этом значения нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний ψ (0,5 ÷ 1,0) [25].

Нагрузки, характерные для сооружений из заполненных оболочек в гидротехническом строительстве, и их сочетания:

- нагрузка от собственного веса оболочки, грунта наполнителя и верхнего строения (L1.1, пост.);
- нагрузка от веса пролётного строения и стационарного оборудования (L1.1, пост.);
- боковая нагрузка от грунта снаружи оболочки, (L2, пост.);
- эксплуатационные нагрузки (L3, длител.н.);
- нагрузка от навала судна (L4.1, кратковрем.);
- нагрузка от швартовов (L4.2, кратковрем.);
- нагрузка от льда (L5, кратковрем.);
- нагрузка от волны (гребень) (L6.1, кратковрем.);
- нагрузка от волны (ложбина) (L6.2, кратковрем.);
- монтажная нагрузка от собственного веса оболочки, включая динамическую составляющую (L1д, кратковрем.);
- сейсмическая нагрузка (L2д, особая).

В результате в зависимости от заданных расчётных условий для гидротехнических сооружений из заполненных грунтом оболочек (п. 2.1) в основном сочетании могут быть учтены следующие типовые комбинации нагрузок:

1. $(L1.1)*1+(L1.2)*1+(L2)*1+(L3)*0,95+(L6.1)*0,9$.

В комбинации учтены постоянные нагрузки, эксплуатационные нагрузки, нагрузка от волнового воздействия (при гребне).

2. $(L1.1)*1+(L1.2)*1+(L2)*1+(L3)*0,95+(L6.2)*0,9$.

В комбинации учтены постоянные нагрузки, эксплуатационные нагрузки, нагрузка от волнового воздействия (при ложбине).

3. $(L1.1)*1+(L1.2)*1+(L2)*1+(L3)*0,95+(L4.1)*0,9$.

В комбинации учтены постоянные нагрузки, эксплуатационные нагрузки, нагрузка от навала судна, которая исключает учёт нагрузки от волны.

4. $(L1.1)*1+(L1.2)*1+(L2)*1+(L3)*0,95+(L4.2)*0,9$.

В комбинации учтены постоянные нагрузки, эксплуатационные нагрузки, нагрузка от натяжения швартовов.

5. $(L1.1)*1+(L1.2)*1+(L2)*1+(L5)*1$.

Комбинация предполагает учёт постоянных нагрузок и одной кратковременной (ледовой), которая исключает появление нагрузки от судна и волны. Представлен вариант, для

которого исключена также эксплуатационная нагрузка L3, создающая распор внутри оболочки и снижающая таким образом неблагоприятное действие льда на оболочку.

6. (L1д)*1.

В данном сочетании монтажная нагрузка L1д описывает подъём оболочки при монтаже (отсутствуют все остальные нагрузки) с учётом динамического воздействия (рывок) при подъёме.

Необходимость формирования особого сочетания возникает в случае возведения сооружения в сейсмическом районе и/или в открытой бухте, когда в дополнение к постоянным нагрузкам требуется учёт сейсмической нагрузки и/или рассматривается волна редкой повторяемости (1 % обеспеченности):

7. (L1.1)*1+(L1.2)*1+(L2)*1+(L6.1/6.2)*0,9+ (L2д)*1.

6.2.2. Специфика сбора нагрузок

Рассмотренные далее методы определения нагрузок являются в общем инженерными и в современных условиях применяются при формировании численных моделей в случаях, когда воздействие не может быть описано моделью самого физического процесса в рамках используемого программного комплекса. К примеру, программы, имеющие своей спецификой описание поведения грунтовых сред (PLAXIS, MIDAS и др.) практически не содержат специальных средств для описания технологических нагрузок, волнового движения воды, воздействия льда (в том числе циклического), нагрузок от транспорта и др. В этих случаях нагрузки вычисляются инженерными методами и вводятся в расчётные модели в виде усилий соответствующей величины, распределения и характера приложения. В свою очередь программные комплексы, направленные на уточнённый расчёт той или иной из указанных нагрузок, как правило, не описывают взаимодействие отдельных элементов сооружения между собой и с основанием. Приведённые ниже методы определения нагрузок адаптированы применительно к заполненным грунтом оболочкам и применяются при отсутствии надлежащего инструмента при формировании численных моделей, либо как альтернатива для их проверки.

Давление наполнителя внутри оболочки

Давление наполнителя на внутренние стенки оболочки в общем можно определять по аналогии с сооружениями силосного типа с учётом ряда особенностей: таких, как передача давления от надстройки оболочки и расположенных на ней технологических нагрузок (например, при наличии рельсового пути), возможное изменение по высоте удельного веса наполнителя.

Искомыми величинами здесь являются:

- горизонтальное нормальное давление в направлении радиуса оболочки – σ_x (горизонтальная проекция давления наполнителя на стенку оболочки – рис. 6.2.1);
- вертикальное касательное напряжение τ_z (вертикальная проекция давления наполнителя на стенку оболочки – рис. 6.2.1).

Строгое решение задачи определения давления на внутренние стенки силоса получено Р. Негре, который выполнил интегрирование системы дифференциальных уравнений методом Рунге-Кутты, и в результате получил эпюры распределения нормальных напряжений σ_x на стенки цилиндрического силоса для некоторых значений угла трения φ_0 наполнителя о стенку силоса. Ввиду ограниченного набора исходных данных и трудоёмкости вычислений решение не нашло широкого применения.

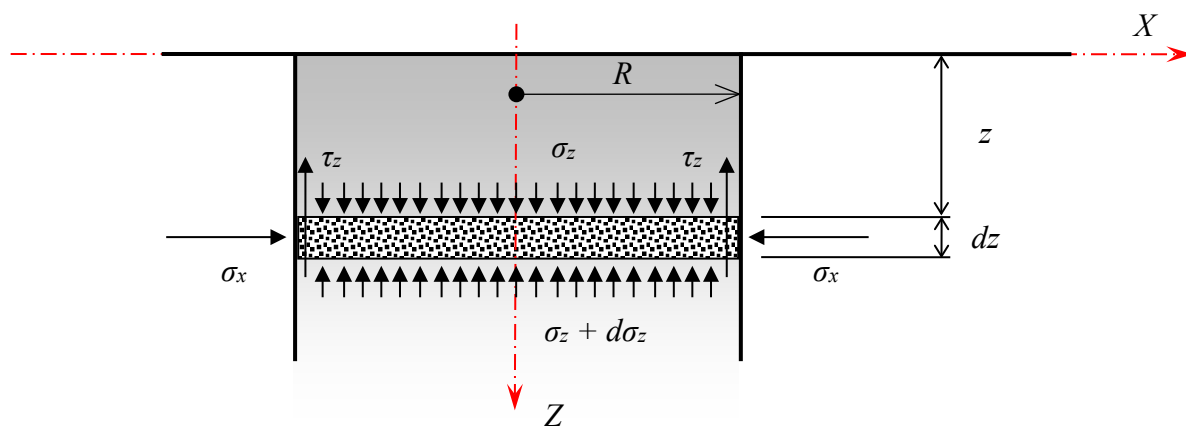


Рисунок 6.2.1 – Схема к решению Х. Янсена

Широкое применение по настоящее время находит метод Х. Янсена (Н.А. Hanssen) [327, 356] (он реализован также в нормативных документах, специальной и справочной литературе [15, 25, 35]), для которого помимо прочих допущений принимается условное описание контакта наполнителя со стенкой оболочки введением коэффициента трения $f_0 = \tan \varphi_0$. При этом угол трения наполнителя по стенке φ_0 приближённо принимается как доля угла внутреннего трения наполнителя φ в зависимости от шероховатости внутренней поверхности оболочки. Например, для морских гидротехнических сооружений условно принимается $\varphi_0 = 0.75\varphi$. [15].

В качестве особенности здесь следует отметить, что возникающее (при наличии на поверхности наполнителя пригрузки величиной q) дополнительное вертикальное нормальное давление σ_{zq} и, соответственно, дополнительное давление наполнителя на боковые стенки σ_{xq} , в отличие от внешнего давления на ограждения (где боковое давление от пригрузки, как правило, принимается постоянным по высоте) для внутреннего наполнителя оболочки – снижается по экспоненциальной зависимости с ростом глубины (расстояние z) – рис. 6.2.2. Например, для вертикальных цилиндрических оболочек:

$$\sigma_{zq} = q \cdot e^{-\frac{4 \cdot f_0 \cdot \lambda_a \cdot z}{D}} \quad (6.2.1)$$

$$\sigma_{xq} = \lambda_a \cdot \sigma_{zq} . \quad (6.2.2)$$

Другая особенность состоит в определении внутреннего давления при изменении характеристик наполнителя по высоте. В этом случае оболочку разделяют по высоте на соответствующее число участков. Вертикальное давление от вышележащего (первого) участка высотой z_{1max} считается пригрузкой на поверхности нижележащего (второго) участка, и так далее. В этом случае вертикальное нормальное давление σ_{z2} на втором участке определяется следующим образом:

$$\sigma_{z_2} = \frac{\gamma \cdot D}{4 \cdot f_0 \cdot \lambda_a} \left(1 - e^{-\frac{4 \cdot f_0 \cdot \lambda_a \cdot z_2}{D}} \right) + \sigma_{z_{1max}} \cdot e^{-\frac{4 \cdot f_0 \cdot \lambda_a \cdot z_2}{D}}. \quad (6.2.3)$$

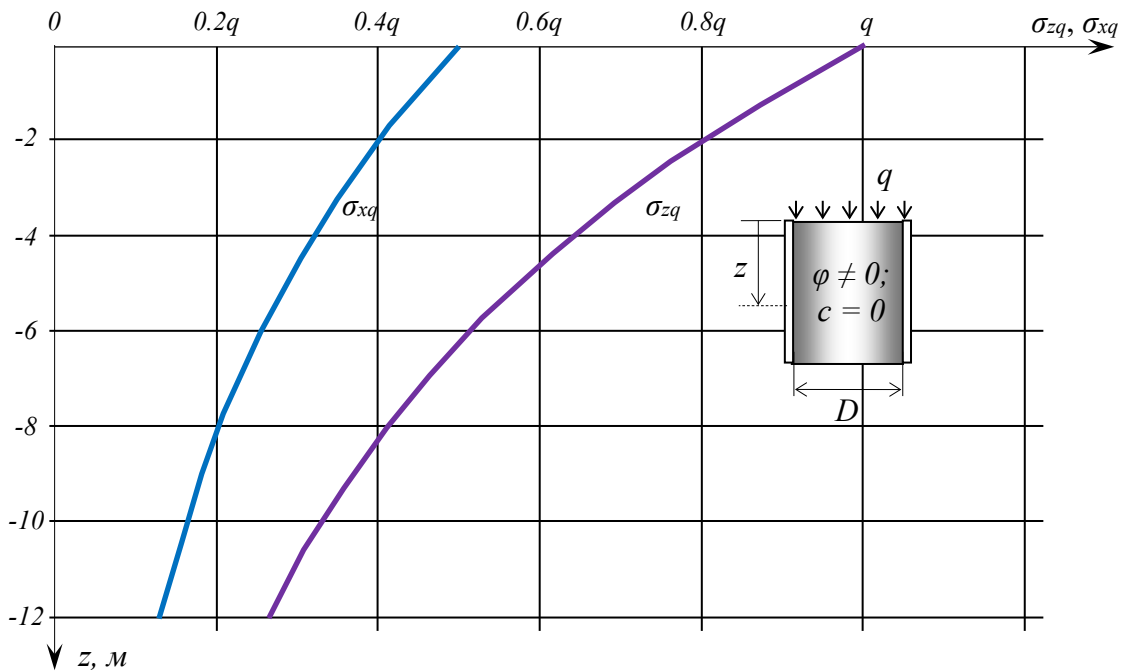


Рисунок 6.2.2 – Пример снижения величины пригрузки на поверхности по глубине: нормальное давление вертикальное σ_{zq} и горизонтальное σ_{xq} при $\varphi = 30^\circ$, $D=10$ м

Коэффициент активного бокового давления λ_a определяется исходя из метода расчёта давления сыпучих тел на ограждения (подпорные сооружения) по теории Кулона [134, 263, 271]. При этом результаты экспериментов, проведённых рядом исследователей (Е.М. Гутьяр, Л.М. Емельянов, Я.Б. Львин [134]) и натурных экспериментов [100] показывают, что полученные экспериментально величины бокового давления на стенки оболочки значительно отличаются от полученных по формуле Х. Янсена. Основными причинами такого расхождения считаются заниженное расчётное значение коэффициента активного бокового давления λ_a , а также отсутствие в решении Х. Янсена зависимости нарастающего уплотнения наполнителя от глубины оболочки.

В результате для практических расчётов рекомендуется увеличение коэффициента бокового давления в два раза по сравнению с полученным по теории Кулона, и таким образом для оболочек следует принимать завышенные значения коэффициента бокового давления в зависимости от угла внутреннего трения наполнителя φ (рис. 6.2.3). С учётом этой особенности решение Х. Янсена позволяет с достаточной для практических целей точностью определить боковое давление наполнителя на внутренние стенки оболочки. При этом в отличие от давления наружной засыпки прирост ординаты эпюры давлений в данном случае с глубиной убывает: сказывается влияние противоположной стенки оболочки (рис. 6.2.4).

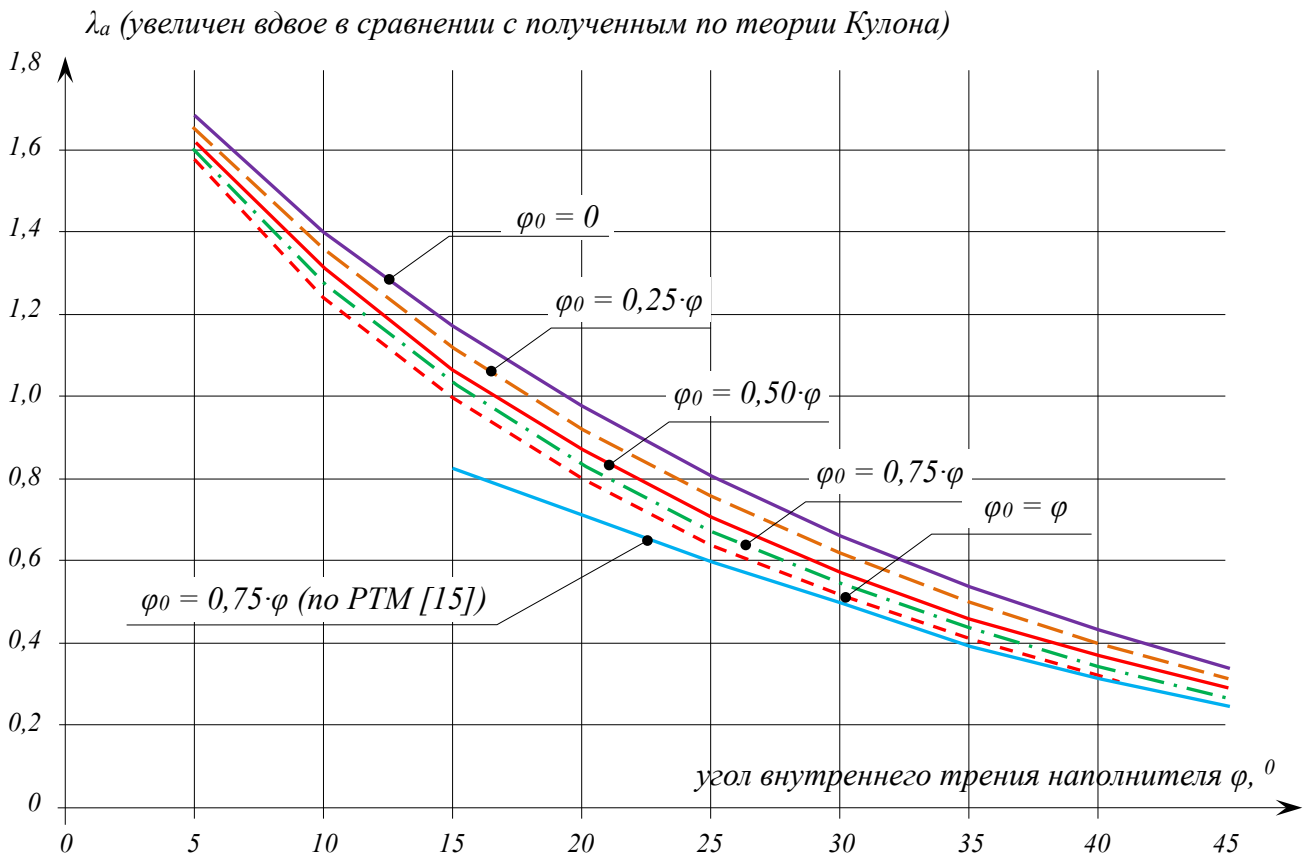


Рисунок 6.2.3 – Коэффициент активного давления наполнителя на внутренние стенки оболочки

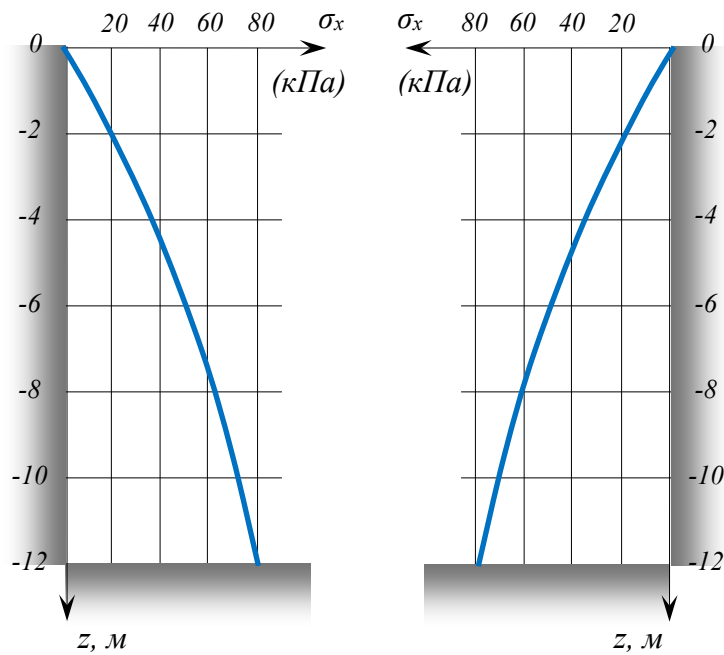


Рисунок 6.2.4 – Боковое давление наполнителя на стенки оболочки (по ф-ле 6.2.3)
Пример эпюры распределения давления при $\gamma=20 \text{ кН/м}^3$, $D=10 \text{ м}$, $\varphi_0=0.75\varphi$, $\varphi=30^\circ$

Давление грунта снаружи оболочки

Для определения бокового давления грунта, внешнего по отношению к сооружению, в инженерной практике наиболее широко применяют метод, основанный на теории Кулона. При расчёте активного (σ_{ax} , σ_{az}) и пассивного (σ_{px}) давления грунта на сооружения из оболочек используются все основные допущения, положенные в основу теории⁴ [271]. Для активного давления решение Кулона позволяет получить достаточно точные результаты.

При необходимости заглубления оболочки в грунт основания в расчёт вводится пассивное давление (п. 2.4). Коэффициент бокового пассивного давления λ_p и коэффициент бокового пассивного давления от сцепления λ_c определяются с использованием тех же предпосылок теории Кулона при условии, что знак углов внутреннего трения φ и трения засыпки по поверхности оболочки φ_0 меняется на обратный.

При этом решение по теории Кулона даёт точные результаты только для вертикальной ($\varepsilon = 0$) гладкой ($\varphi_0 = 0$) поверхности при горизонтальной поверхности засыпки ($\rho = 0$), – кривая «0» на рис. 6.2.6). В остальных случаях по разным данным (например, С.С. Голушкевича и В.С. Христофорова [134]) по причине замены криволинейной поверхности скольжения плоскостью (основная гипотеза теории Кулона) при учёте трения по поверхности контакта ($\varphi_0 \neq 0$) неточность значительно возрастает, в особенности для грунтов с высоким внутренним трением (рис. 6.2.5).

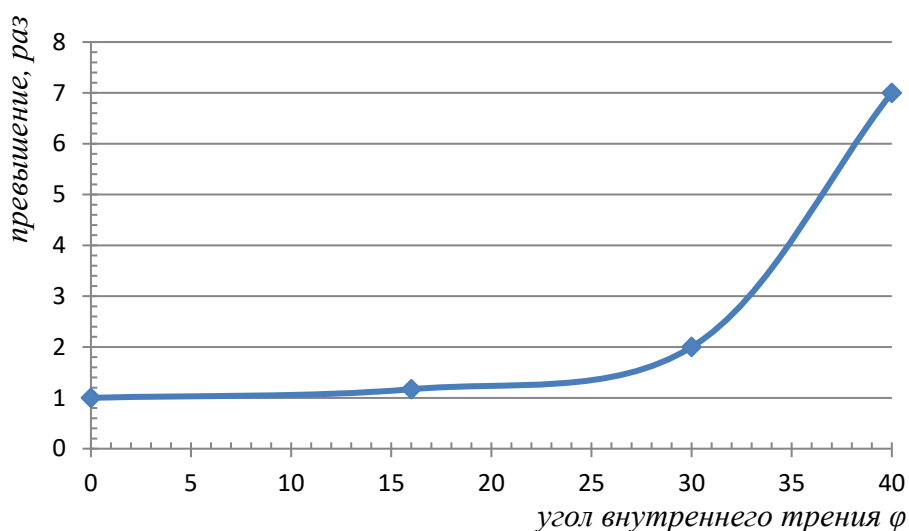


Рисунок 6.2.5 – Погрешность (преувеличение) коэффициента пассивного давления λ_p , вычисленного по теории Кулона, в сравнении с данными наблюдений (по данным [134]) в зависимости от угла внутреннего трения φ

⁴ Теория Кулона подробно рассмотрена на авторском сайте: http://www.zimbelmann.ru/education/solid-and-granular-media/lessons/lesson_5.html

Значения λ_p с учётом указанной поправки для вертикальной поверхности и горизонтальной засыпки приведены на рис. 6.2.6, а. Значения λ_c для различных углов внутреннего трения указаны на рис. 6.2.6, б. При этом высокие значения коэффициента пассивного давления (3,0 и более) следует принимать при расчёте сооружений, для которых условиями эксплуатации допускаются значительные перемещения (временные сооружения, перемычки и др.).

Выше описаны особенности определения активного σ_{ax} и пассивного σ_{px} давления на оболочечные конструкции для любого сечения, расположенного на расстоянии z от поверхности внешней засыпки. Зачастую при сборе нагрузок для оценки общей устойчивости сооружений (когда давление определяется на условную вертикальную грань контакта установленных в ряд оболочек и засыпки) достаточно распределить давление по высоте сооружения. Однако при оценке прочности оболочечных конструкций в виде кругового цилиндра и для решения ряда других задач возникает также задача определения величины и распределения полученного давления в сечении оболочки – в плане.

Горизонтальное давление σ_x (σ_{ax} или σ_{px}) при этом раскладывается на две составляющие: нормальное напряжение σ_R в направлении радиуса сечения и касательное τ_R в направлении, перпендикулярном радиусу [15]:

$$\sigma_R = \zeta \cdot \sigma_x; \quad (6.2.4)$$

$$\tau_R = \zeta' \cdot \sigma_x;$$

Проецирование полного напряжения на произвольную площадку [57] с учётом граничных условий – примыкания рядом стоящих оболочек или стенок приводит к определению коэффициентов ζ и ζ' :

$$\zeta = \cos^2 \beta; \quad (6.2.5)$$

$$\zeta' = 0.5 \cdot \sin 2\beta,$$

здесь угол β определяет направление площадки на поверхности оболочки, для которой определяются проекции давления (угол отсчитывается от диаметральной линии в сечении оболочки, совпадающей по направлению с горизонтальным давлением σ_x).

Значения коэффициента ζ для некоторых углов β к определению нормальной составляющей σ_R горизонтального давления σ_{ax} или σ_{px} приведены на рис. 6.2.7. Соответствующие значения коэффициента ζ' к определению касательной составляющей τ_R давления приведены на рис. 6.2.8.

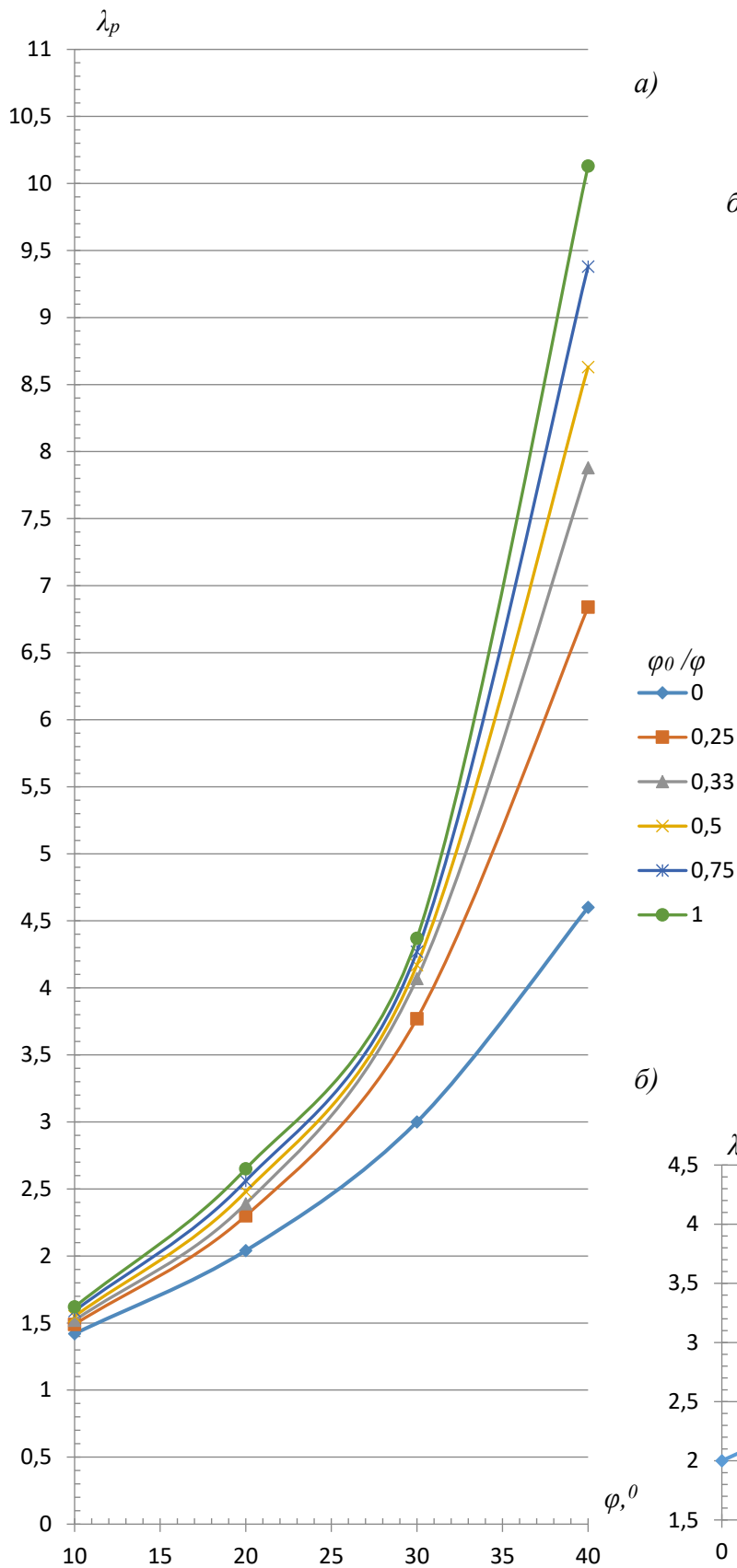
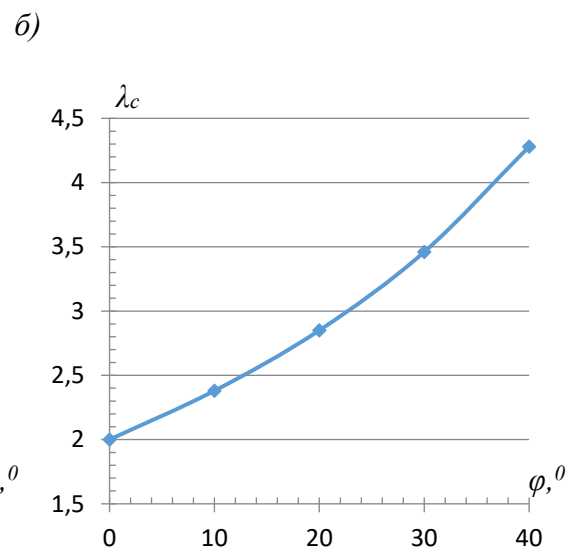


Рисунок 6.2.6 – Значения коэффициентов бокового давления:
 а) пассивного λ_p ;
 б) пассивного от сцепления λ_c



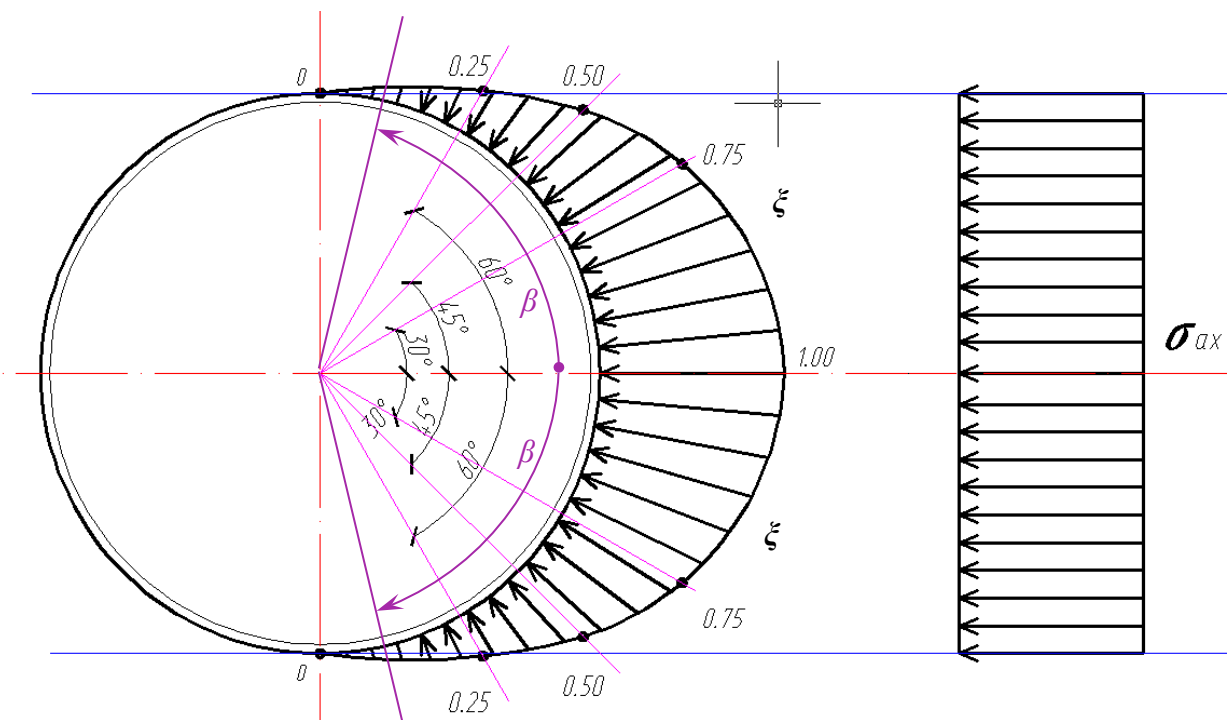


Рисунок 6.2.7. – Значения коэффициента ξ при различных значениях угла β для определения нормальной составляющей σ_n давления засыпки σ_{ax} на боковой поверхности оболочки

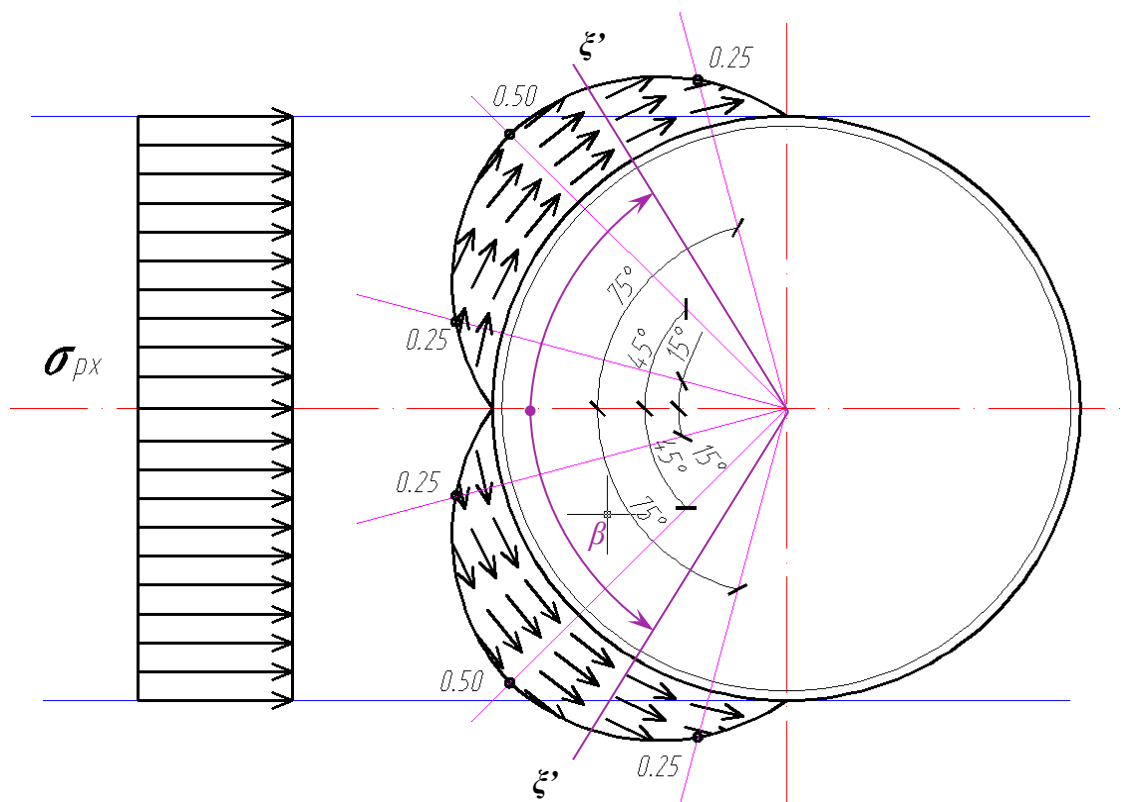


Рисунок 6.2.8. – Значения коэффициента ξ' при различных значениях угла β для определения касательной составляющей τ_n пассивного давления засыпки σ_{px} на поверхности оболочки

Авторские исследования показывают, что использование аналитических методов при определении нагрузок на оболочку от внешнего удерживаемого заполненной оболочкой грунта в сравнении с численными приводит к более высоким результатам в части усилий в оболочке, и для случая заглубления оболочки в основание может привести к изменению схемы формирования предельного состояния [278]. Причина изменения схемы разрушения состоит в чрезмерной идеализации среды засыпки при замене её распределенной нагрузкой [283]. Таким образом в данном случае аналитические методы определения давления грунта применимы при проведении предварительных инженерных расчетов в условиях отсутствия или недостатка информации (данных инженерно-геологических исследований), необходимой для формирования более полных моделей, таких как модель упругоидеальнопластической среды и других.

Ледовая нагрузка на оболочку

Использование в условиях северных морей стальных или железобетонных оболочек (с грунтом в качестве внутреннего наполнения) для образования конструкций причальных и берегоукрепительных сооружений, в сооружениях инфраструктуры освоения шельфа и в других случаях требует соответствующего расчётного обоснования.

Шельф арктических и субарктических морей характеризуется суровыми ледовыми условиями. Ледообразование (появление узкой полосы ледяного припая) повсеместно начинается в октябре. В западной части Арктики период полного покрытия акватории льдом длится с декабря по май, в восточной части – с ноября по июнь. Далее приведены основные характеристики ледовых условий [64, 157, 281, 292]:

- толщина однолетнего припая, образовавшегося в осенне-зимний сезон, достигает 2,4 м. Средняя толщина ровного льда составляет $0,8 \div 1,0$ м, максимальная – до 1,7 м в западной и до 2,0 м в восточной части шельфа Арктики. Толщина полей деформированного льда, встречающегося в весенний период, достигает 3,0 м;

- средняя скорость движения ледяных полей составляет $0,2 \div 0,4$ м/с.

Для субарктического побережья также характерно наличие больших ледяных полей и торосов [58, 292]. Максимальная толщина ровного льда к концу зимнего периода составляет от $1,2 \div 1,3$ м (порт Магадан, Северное побережье Охотского моря) до 1,7 м (о. Сахалин). Воздействие льда на сооружения представлено также набрызговым обледенением («icing»), а также ледяными наростами, образующимися в результате значительного колебания уровня моря.

Ледовые нагрузки принято разделять следующим образом:

- нагрузки от ледяных полей;
- нагрузки от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении;
- нагрузки от примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды⁵ (подробнее см. далее).

Расчётные случаи воздействия ледяного покрова на гидротехнические сооружения приведены в соответствующих нормативных документах [35]. Описание возможности воздействия на сооружения торосистых и иных ледовых образований, а также история развития методов определения ледовых нагрузок приводятся в классической и современной научно-технической литературе [58, 138 и др.]. Нагрузка от ледяных полей (рис. 6.2.9) для набережных произвольного очертания $F_{c.w}$ определяется согласно нормативным документам [35] при наличии исходных данных:

ϑ – скорость движения ледяного поля, м/с, определяемая по данным натурных наблюдений⁶; h_d – расчётная толщина ровного льда, м, принимается по данным натурных наблюдений (рис. 6.2.9); A – максимальная площадь ледяного поля (или суммарная площадь нескольких ледяных полей, оказывающих давление друг на друга), м², определяемая по натурным наблюдениям; R_c – прочность льда на одноосное сжатие, МПа, определяемая по опытным данным, (по методике испытаний льда на одноосное сжатие [35]), и по справочной и нормативной литературе;

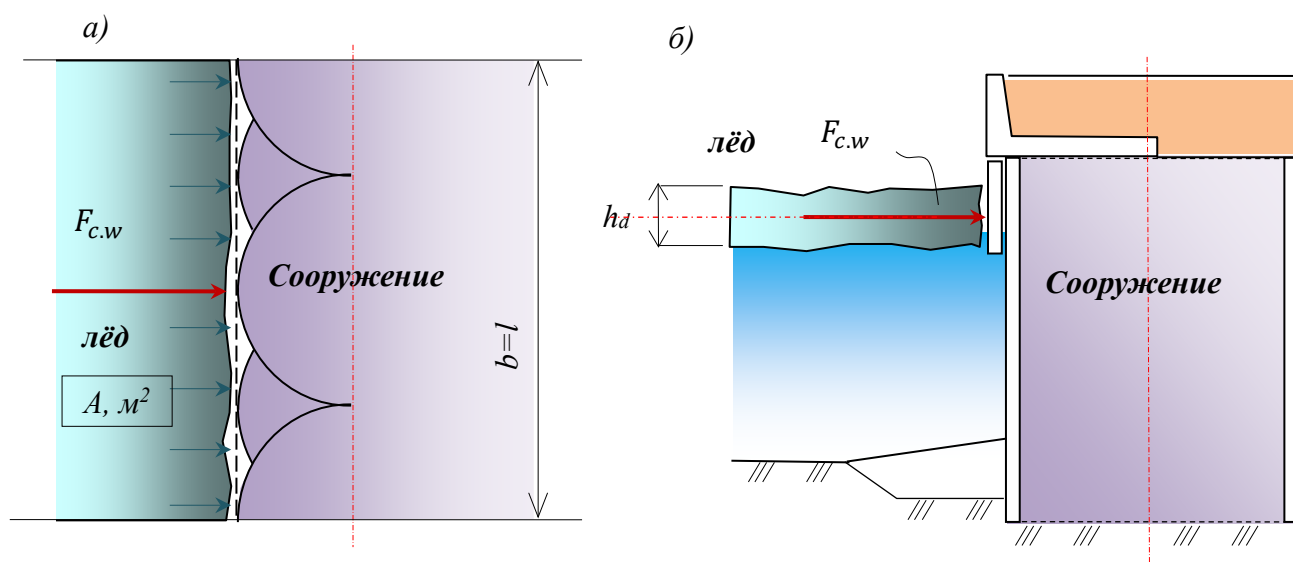


Рисунок 6.2.9. – Схема приложения нагрузки от движущегося ледяного поля на секцию сооружения, по [35]: а – вид в плане; б – вертикальное сечение; b – ширина опоры или секции сооружения на уровне действия льда, м

⁵ Определение последней из указанных нагрузок необходимо при расчете сооружений со сплошной лицевой поверхностью, в особо суровых природно-климатических условиях [35]

Особенности приложения ледовой нагрузки на оболочечные конструкции (имеющие в данном случае в плане, как правило, полукруглую или многоугольную форму) состоят во введении условного понижающего коэффициента формы m (табл. 6.2.1), зависящего от угла заострения γ передней грани сооружения (рис. 6.2.10) [35]:

$$F_{c,p} = 0.04 \cdot \vartheta \cdot h_d \cdot (m \cdot A \cdot k_b \cdot k_v \cdot R_c \cdot \operatorname{tg} \gamma)^{\frac{1}{2}}, \quad (6.2.6)$$

Коэффициент формы m учитывает, что для опоры более острых очертаний требуется меньшее усилие разрушения льда.

При этом в формуле (6.2.6) для передней грани сооружения в виде полукруга предлагается принимать $\gamma = 70^\circ$.

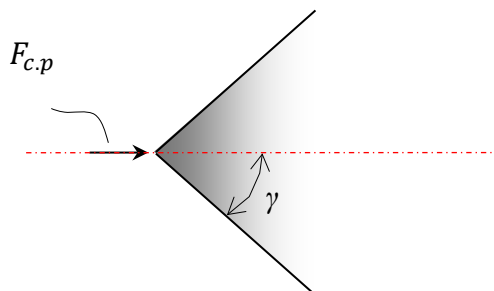


Рисунок 6.2.10. – Угол заострения передней грани сооружения (в плане)

Таблица 6.2.1 – Коэффициент формы m [35]

	Очертание опоры в плане						
	треугольник с углом заострения $2\gamma, ^\circ$					многогранник или полуциркульное очертание	прямоугольник
	45	60	75	90	120		
m	0,41	0,47	0,52	0,58	0,71	0,83	1

Значения входящего в формулу 6.2.6 коэффициента смятия k_b в зависимости от вида льда, соотношения размеров сооружения и льда b/h_d приведены на рис. 6.2.11.

Ледовая нагрузка $F_{c,p}$, полученная по приведённым формулам, не может быть больше нагрузки F , определённой по классической формуле для глобальной нагрузки от ровного ледяного покрова [138, 58 и др.].

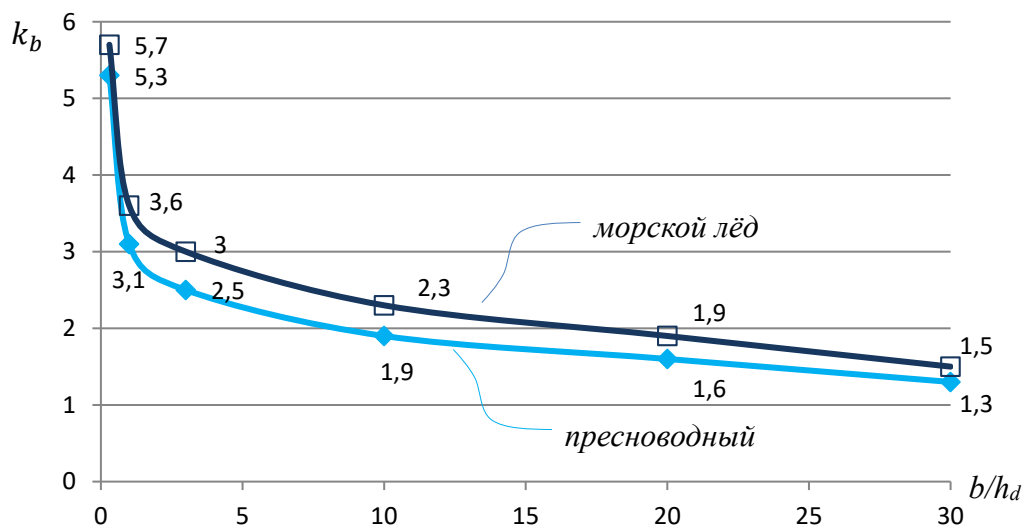


Рисунок 6.2.11. – Коэффициент смятия k_b (по [35])

Циклическое действие примёрзшего льда

Далее предложена методика учёта влияния подлёдных суточных приливов-отливов на величину и характер формирования ледовой нагрузки на сооружение от примёрзшего льда. Наряду со сложными грунтовыми условиями [64, 292] побережье арктических и субарктических морей характеризуется также значительными нагрузками ото льда. Сезонный характер воздействия льда во многих случаях приводит к необходимости формирования циклического приложения ледовой нагрузки к сооружению при создании расчётных моделей. В результате необходимо развитие численных моделей для оболочечных конструкций с наполнителем с учётом всех действующих комбинаций нагрузок. Одной из задач исследований является определение ледовой нагрузки на вертикальную оболочку, включение нагрузки в расчётную схему заполненной оболочки в виде циклов нагрузки и определение напряжений и деформаций грунта основания под торцом оболочки [281].

В настоящем исследовании под циклическим нагружением понимается совокупность периодически повторяющихся нагружений конструкции знакопеременной нагрузкой. Описываемое нагружение возникает, например, при действии течений, а также при периодическом воздействии подлёдных приливов и отливов, когда лёд припая оказывает давление на ограждение при приливе, а затем стремится отойти от него при отливе [358]. Величина суточного колебания воды (например, в море Лаптевых [330]) может достигать 1,4 м и более. Величина действующей нагрузки при движении льда «на ограждение» принимается равной $F_{с.в}$. При отходе от сооружения лёд припая стремится отделиться от ограждения, и максимальная нагрузка на сооружение при этом не может быть больше силы смерзания,

распределённой по площади контакта льда с сооружением. Сила отрыва определена из следующих соображений.

Ледовая нагрузка $F_{c,w}$ [кН] (рис. 6.2.9) от воздействия движущихся ледяных полей на секцию протяжённого сооружения с вертикальной лицевой гранью (при $l = b = 12$ м, $A = 432$ м²) составила $F_{c,w} = 595,2$ кН. Нагрузка от примёрзшего к сооружению ледяного покрова согласно [35] при изменении уровня воды складывается из касательной составляющей f_d [кН/м] и момента M_f [кНм/м] (рис. 6.2.12).

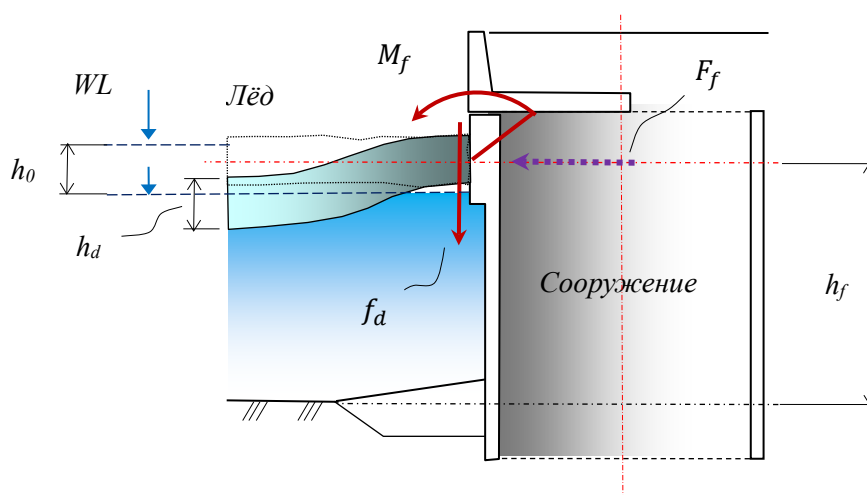


Рисунок 6.2.12 – Схема к определению нагрузки от примёрзшего льда

Поскольку в рамках исследований поставлена задача изучения работы грунтового основания, в целях упрощения процедуры моделирования нагрузки сосредоточенный момент заменён эквивалентным моментом силы F_f [кН/м], расположенной на высоте h_f от отметки верха основания:

$$F_f = M_f/h_f. \quad (6.2.7)$$

Дополнительно определяется касательная составляющая нагрузки от примёрзшего к сооружению ледяного покрова f_d [кН/м], которая не может быть принята больше предельного значения $f_{d,lim}$ [кН/м], определяемого с учётом прочностных характеристик льда [35]. Искомые значения нагрузки F_f и f_d определены по приведённым выше формулам СП [35] для средних значений исходных данных для Арктики и параметров сооружения из условия неперевышения предельных значений. (табл. 6.2.2).

Таким образом, сооружение периодически воспринимает нагрузку от ровного ледяного поля $F_{c,w}$ и разгрузку от примёрзшего льда F_f и f_d . Учитываемое число циклов нагружения может быть установлено в результате расчётной оценки напряжённо-деформированного состояния системы «сооружение-основание» на действие циклической нагрузки. Предлагаемая последовательность моделирования одного и более цикла ледового нагружения

позволит определить перемещения сооружения и напряжения в теле оболочки и в грунте основания в период эксплуатации [281].

Таблица 6.2.2 – Данные к расчёту

Толщина льда, h_d , м	1,25
Прочность на сжатие, R_c , МПа	2,4
Скорость дрейфа, v , м/с	0,3
l , м	12,0
b , м	12,0
Площадь ледяного поля, A , м ²	432,0

Далее описана численная модель заполненной оболочки на податливом основании, воспринимающей внецентренную циклическую нагрузку.

Численная модель сооружения. Подробное описание численной модели сосредоточено в Главе 3 работы, в которой большое внимание уделено вопросам контакта грунтового наполнителя с внутренней поверхностью оболочки. Далее описаны особенности моделирования сооружения для восприятия циклической нагрузки. При этом может быть применена более подходящая модель грунта для рассматриваемой расчётной ситуации. В данном случае в качестве расчётной выбрана модель упрочняющегося грунта, возможности которой описаны в различных источниках [352]. Модель предполагает возможность изменения положения поверхности в пространстве главных напряжений: в отличие от модели Кулона-Мора поверхность не фиксирована, что соответствует рассматриваемой расчётной ситуации.

Последовательность расчёта. В качестве схемы для расчёта выбрана типовая секция сооружения, состоящая из оболочки с наполнителем, снабжённой с двух сторон соединительными арками, установленной на сжимаемое основание (рис. 6.2.13).

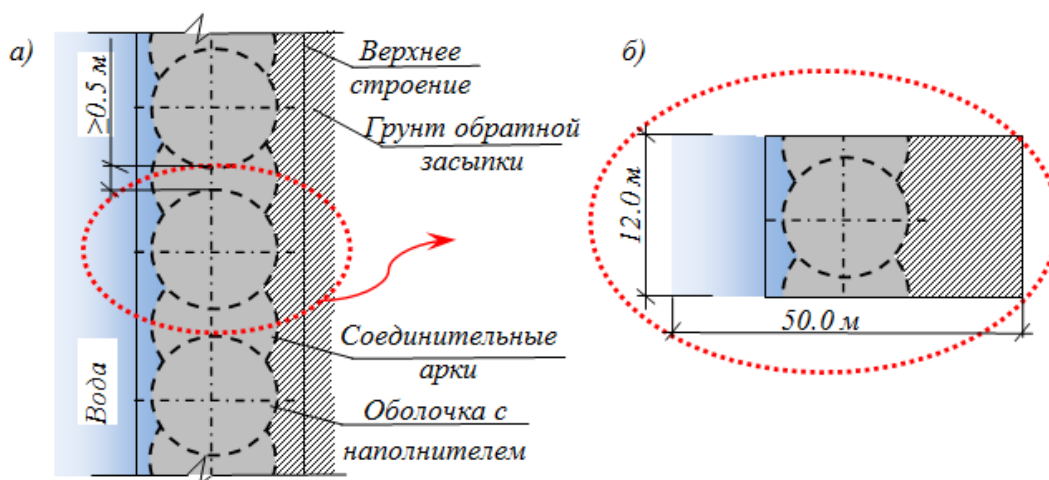


Рисунок 6.2.13 – Схема к расчёту: а – общий вид сооружения, б – расчётная секция

Граничные условия предполагают недопущение перемещений за пределы ограничивающей плоскости и оставляют допущение перемещений в плоскости: например, допускают соскальзывание без возможности создания реактивных сил (реакций). Приняты следующие исходные данные (табл. 6.2.3).

Таблица 6.2.3 – Параметры модели упрочняющегося грунта

<i>Параметры</i>	<i>Наполнитель</i>	<i>Засыпка</i>	<i>Основание</i>
Удельный вес, γ [кН/м ³]	11	11	19
Секущий модуль деформации, E_{50}^{ref} [кН/м ²]	30000	30000	23000
Касательный модуль деформации, E_{oed}^{ref} [кН/м ²]	22000	22000	17000
Жёсткость при разгрузке / повторном нагружении, E_{ur}^{ref} (рассчитывается автоматически) [кН/м ²]	90000	90000	69000
Угол внутреннего трения φ [°]	35	35	25
Сцепление, c [кН/м ²]	2	2	35
Угол дилатансии, ψ [°]	0	0	2
Коэффициент Пуассона, ν [-]	0,25	0,25	0,25
Степень зависимости жёсткости от напряжения m [-]	0,5	0,5	0,8

Расчёт выполнен для сооружения со следующими исходными данными (табл. 6.2.4). Модель верхнего строения (железобетонная плита) повторяет очертание оболочки в плане и предварительно задана как сплошное покрытие определённой толщины.

Таблица 6.2.4 – Параметры конструкций

<i>Параметры</i>	<i>Оболочка</i>	<i>Верхняя плита</i>
Удельный вес, γ [кН/м ³]	78,5	25,0
Модуль упругости, E [кН/м ²]	$2,1 \cdot 10^8$	$18 \cdot 10^6$
Коэффициент Пуассона, ν [-]	0,28	0,2
Диаметр, D [м]	10	10
Толщина, t [м]	0,014	0,5
Высота, H [м]	14,5	-

При построения основных этапов (фаз) расчёта учитываются следующие рекомендации (см. п. 6.3):

- в составе первого цикла нагружения прикладывается внешняя нагрузка от действия ровного ледяного поля q , (“Linear load”). В этом же цикле прикладывается разгрузка от примёрзшего льда F_f и f_d в обратном направлении;

- в результате расчёта устанавливается число циклов нагружения, приводящее к постепенному прекращению деформаций сооружения, фиксируются окончательные напряжения и деформации.

Анализ результатов моделирования

Расчёты выполнены в соответствии с описанной выше последовательностью нагружения. За начальное положение принята ситуация, при которой сооружение находится в проектном положении и воспринимает нагрузку только от собственного веса, боковое давление от грунта, давление воды (*шаг 1*). Напряжённо-деформированное состояние конструкции при этом считается стартовым для первого цикла приложения нагрузки. На иллюстрациях, приведённых ниже, показаны условная схема деформации и значения перемещений (рис. 6.2.14) для начального положения сооружения.

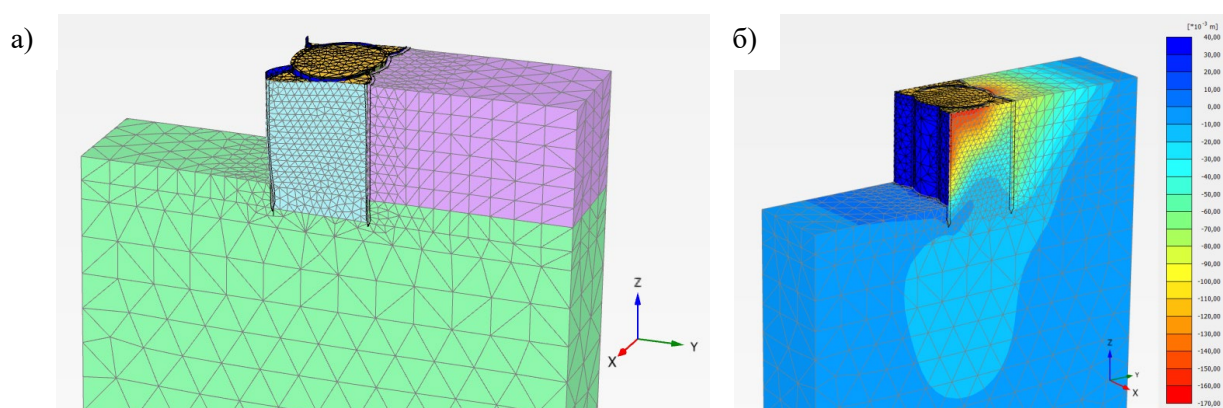


Рисунок 6.2.14 – Иллюстрации (*шаг 1*): а – деформированная конечно-элементная схема; б – цветовая индикация общих горизонтальных смещений сооружения ($u_y = -0,168$ м)

Далее в составе первого цикла нагружения прикладывается горизонтальная нагрузка ото льда: *шаг 2* (рис. 6.2.15), в результате чего изменяется картина предельного состояния системы «оболочка – грунт» (оболочка отклоняется в сторону от акватории).

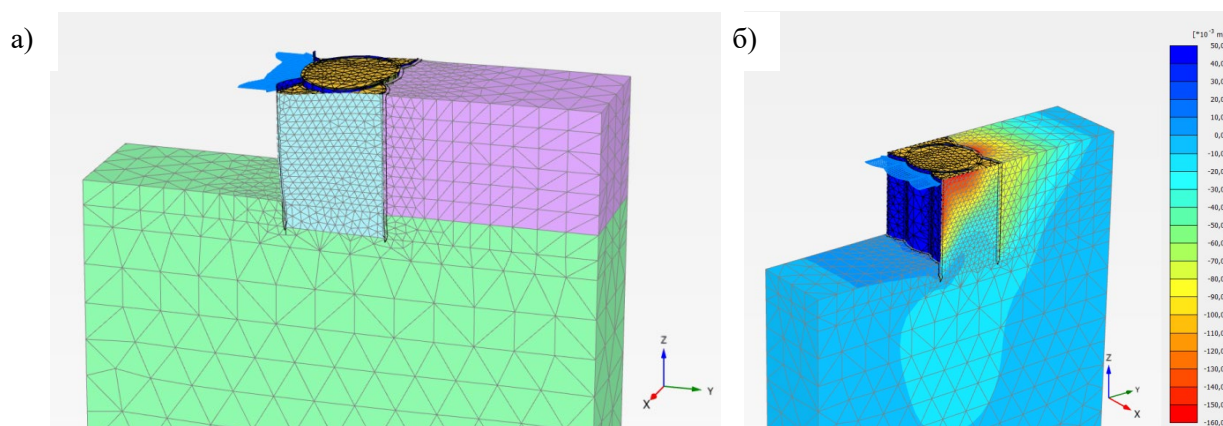


Рисунок 6.2.15 – Иллюстрации (*шаг 2*): а – деформированная конечно-элементная схема; б – цветовая индикация горизонтальных перемещений ($u_y = -0,158$ м)

На следующем шаге нагружения (*шаг 3*) прикладывается нагрузка отрыва, в результате чего конструкция совершает дополнительное отклонение в сторону акватории (рис. 6.2.16).

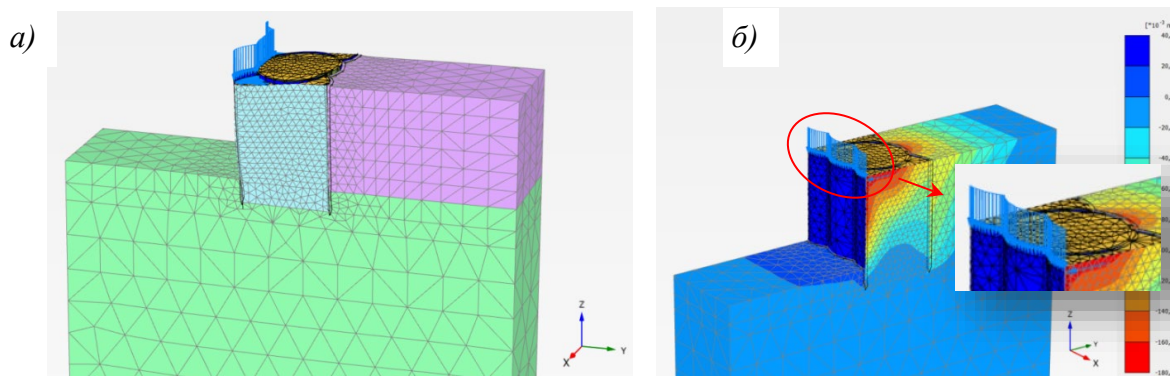


Рисунок 6.2.16 – Иллюстрации (*шаг 3*): а – деформированная конечно-элементная схема; б – цветовая индикация горизонтальных перемещений ($u_y = -0,179$ м)

В результате одного цикла воздействия льда конструкция получила дополнительное смещение в сторону акватории. Зависимость перемещений конструкции от прикладываемой нагрузки приведена на рис. 6.2.17.

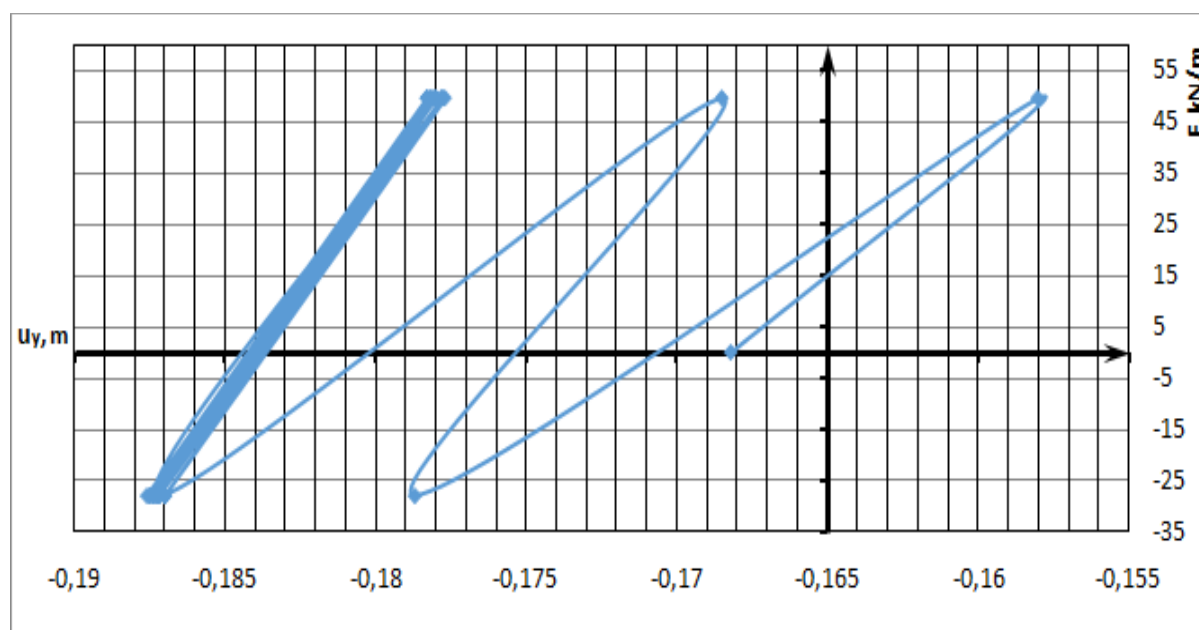


Рисунок 6.2.17 – Кривая зависимости перемещений сооружения от нагрузки

Далее по рассмотренной выше схеме нагружения выполнено несколько циклов приложения нагрузки до полного затухания деформаций. Параметры циклов приведены в табл. 6.2.5.

Таблица 6.2.5 – Параметры циклов нагружения

Номер цикла	Нагрузка, кН/м		Перемещение, м		
	Нагрузка	Повторное нагружение		Нагрузка	Повторное нагружение
		f_d	F_f		
0	0	0	0	-0.1682	
1	49.6	-25.81	-28.01	-0.158	-0.1787
2	49.6	-25.81	-28.01	-0.1685	-0.1872
3	49.6	-25.81	-28.01	-0.1777	-0.187
4	49.6	-25.81	-28.01	-0.1778	-0.187
5	49.6	-25.81	-28.01	-0.1778	-0.187

Конечное число последовательных приложений нагрузки, например, для заданных условий составляет 5÷10 циклов, после чего нарастание конечных деформаций прекращается (рис. 6.2.17). Напряжения в грунте основания под оболочкой вдоль вертикальной оси приведены на рис. 6.2.18.

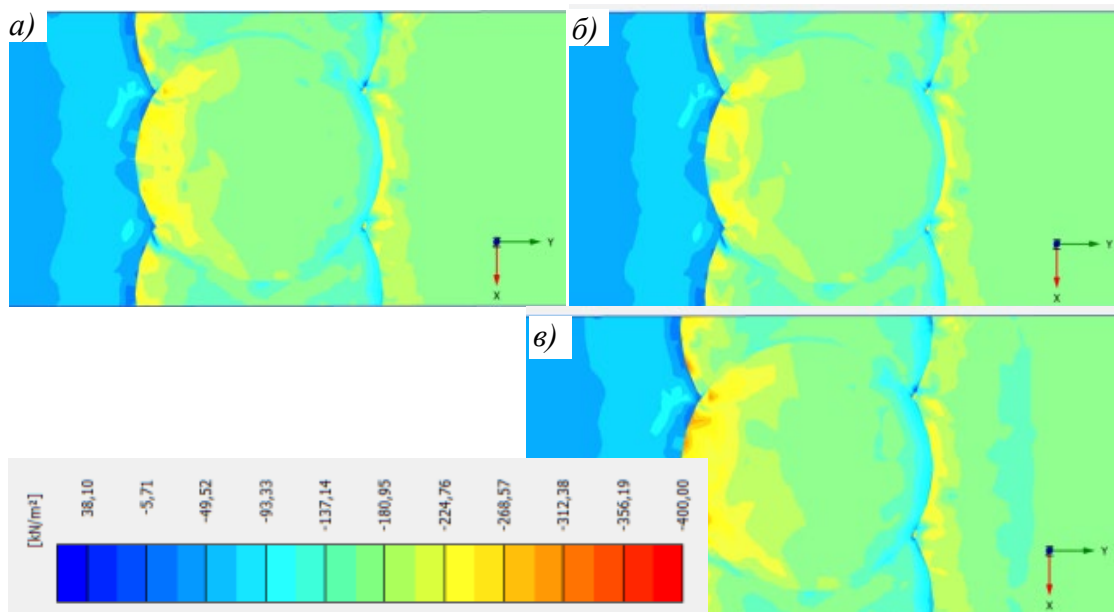


Рисунок 6.2.18 – Общие напряжения (вид сверху): а) $\sigma_z = -341,7 \text{ кН/м}^2$ для шага 1 (начальный этап), б) $\sigma_z = -325,5 \text{ кН/м}^2$ для шага 2 (горизонтальное нагружение); в) $\sigma_z = -354,5 \text{ кН/м}^2$ для шага 3 (отрыв)

Анализ картины распределения напряжений в основании сооружения показывает, что на третьем шаге нагружения (отрыв) в пределах одного цикла в грунте возникают наибольшие напряжения, которые следует учитывать при оценке несущей способности основания.

Методика моделирования. Приведённый пример моделирования сооружения из заполненных оболочек, установленного на сжимаемое грунтовое основание, иллюстрирует методическую последовательность моделирования одного и более цикла нагружения сооружения из заполненных оболочек ледовой нагрузкой. Для решения исследовательской задачи оценки циклического воздействия льда на сооружение применена предложенная в работе модель сооружения (Глава 3).

Последовательность включает этап вычисления нагрузки от ровного ледяного поля и нагрузки от примёрзшего льда, действующих в пределах одного цикла нагружения. Далее воспроизводится последовательность циклического воздействия. В результате серии расчётов определяется число циклов нагружения, в пределах которых значительное приращение деформаций сооружения под действием циклической нагрузки прекращается. Для средних значений характеристик грунтов для расчётной оценки достаточно рассмотреть 5 ÷ 10 циклов последовательного нагружения сооружения знакопеременной нагрузкой. При этом приращение перемещений сооружения составит около 5 ÷ 7% от деформаций начального положения конструкции.

Данные расчётов приведены в качестве примера: для средних значений нагрузок и показателей физико-механических свойств грунта. В каждом конкретном случае число рассматриваемых циклов и приращение деформаций может быть определено расчётом по предлагаемой методике. Рассмотренная последовательность моделирования циклического воздействия ледовой нагрузки позволяет оценить конечные перемещения сооружения и напряжения в теле оболочки и в грунте основания в рассматриваемых условиях эксплуатации. В общем же установлено, что конструкции из заполненных оболочек достаточно хорошо сопротивляются воздействию ледовой нагрузки (в условиях неэкстремальных, средних величин нагрузок, характерных для акваторий действующих портов), в том числе знакопеременной, «раскачивающей» конструкцию.

Волновая нагрузка на оболочку

Для расчёта необходимы данные о расчётной скорости ветра V_w , м/с, по которой определяется среднее значение разгона L , м, и далее средняя высота волны \bar{h} , м, и средний период волны \bar{T} , сек [35]. По найденному среднему периоду \bar{T} волны определяют её среднюю длину $\bar{\lambda}$. Полученная средняя высота волны \bar{h} преобразуется в расчётную высоту h в зависимости от процента обеспеченности и от места расположения сооружения (глубоководная зона / мелководная зона / прибойная зона / ограждённая акватория) [35].

Отношение высоты волны к длине h/λ понадобится для определения коэффициентов, учитывающих изменение в плане интенсивности волнового давления (см. далее).

Возвышение или понижение волновой поверхности η (рис. 6.2.19) у вертикального ограждения, отсчитываемое от уровня воды, определяется по формуле⁷ [35]:

$$\eta = -h \cdot \cos(\omega t) - \frac{\pi \cdot h^2}{\lambda} \cdot \coth\left(\frac{2\pi \cdot d}{\lambda} \cdot \cos^2(\omega t)\right), \quad (6.2.8)$$

при этом при подходе к ограждению вершины волны, максимально возвышающейся над уровнем воды (η_{max}), принимается $\cos(\omega t) = 1$, для максимального понижения (подошвы волны) принимается $\cos(\omega t) = -1$. Волновое давление интенсивностью p для глубины z от уровня воды распределяется по высоте препятствия (оболочки) в соответствии со схемой (рис. 6.2.19). Величина давления определяется следующим образом [35]:

$$p = k_i \cdot \rho \cdot g \cdot h, \quad (6.2.9)$$

где ρ – плотность воды (1 т/м^3), k_i – коэффициент, зависящий от глубины z (η , 0 , $0.25d$, $0.5d$, d) и параметров волны (гребень/ложбина, высота h , длина волны λ), изменяется в пределах ($0.05 \div 1.13$) [35].

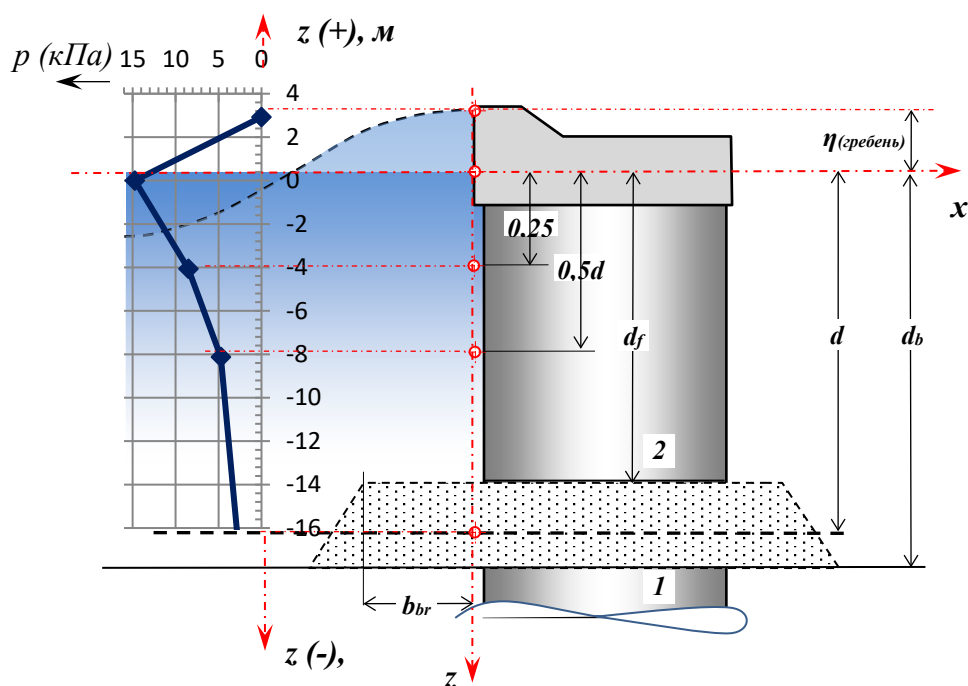


Рисунок 6.2.19 – Давление стоячей волны на оболочку (при гребне волны).
Этюра p построена для следующих данных: $d_b=17\text{м}$, $d_f=14\text{м}$, $b_{br}=3\text{м}$, $V_w=30\text{м/с}$, $t=43200\text{с}$

⁷ в формуле указан гиперболический котангенс: $\coth(x) = (\text{Exp}(x) + \text{Exp}(-x)) / (\text{Exp}(x) - \text{Exp}(-x))$

Эюра волнового давления p для гребня приведена на рис. 6.2.19, для ложбины – рис. 6.2.20. Величина волнового давления будет зависеть также от принятой схемы взаимодействия заполненной оболочки с основанием. В случае её заглубления в основание (вариант «1») давление распределяется по высоте оболочки на участке «гребень + глубина до дна»: $\eta + d_b$. При установке оболочки на искусственное основание (вариант «2») вместо глубины до дна d_b [35].

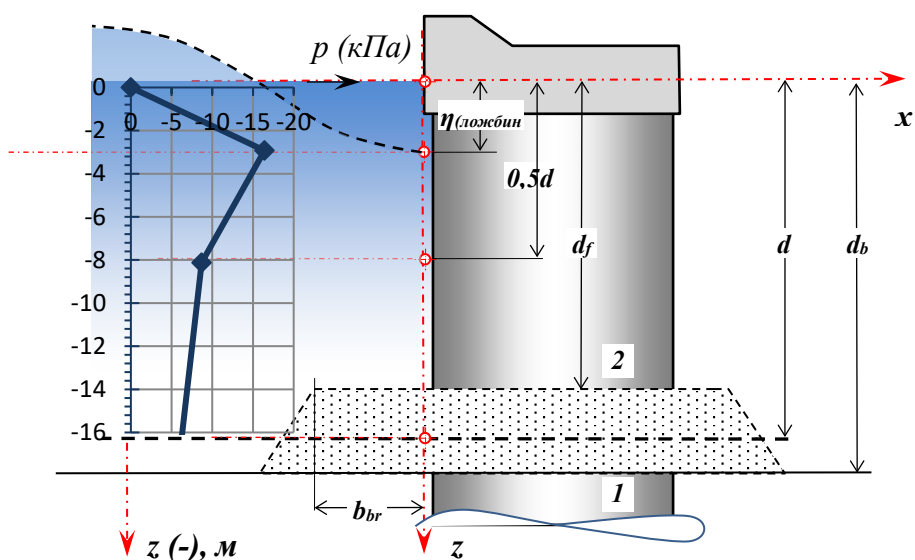


Рисунок 6.2.20 – Давление стоячей волны на вертикальное ограждение (при ложбине волны)
Эюра p построена для следующих данных: $d_b=17\text{м}$, $d_f=14\text{м}$, $b_{br}=3\text{м}$, $V_w=30\text{м/с}$, $t=43200\text{с}$

Другая особенность состоит в том, что полученное давление волны p определено для вертикальной плоской стенки. Для оболочек, имеющих в плане круговое очертание, волновое давление p_z на глубине z распределяется в плане [35]:

$$p_z = p \cdot K_1 \cdot \left(1 + \frac{4 \cdot \beta^2}{\pi^2} \cdot K_2 \right), \quad (6.2.10)$$

здесь коэффициенты K_1 и K_2 введены для учёта изменения интенсивности давления в плане в зависимости от соотношения высоты волны к её длине h/λ (рис. 6.2.21); угол β определяет положение точки поверхности в сечении оболочки, для которой определяется давление (угол отсчитывается от диаметра оболочки, совпадающего по направлению с равнодействующей давления p) – рис. 6.2.22 а.

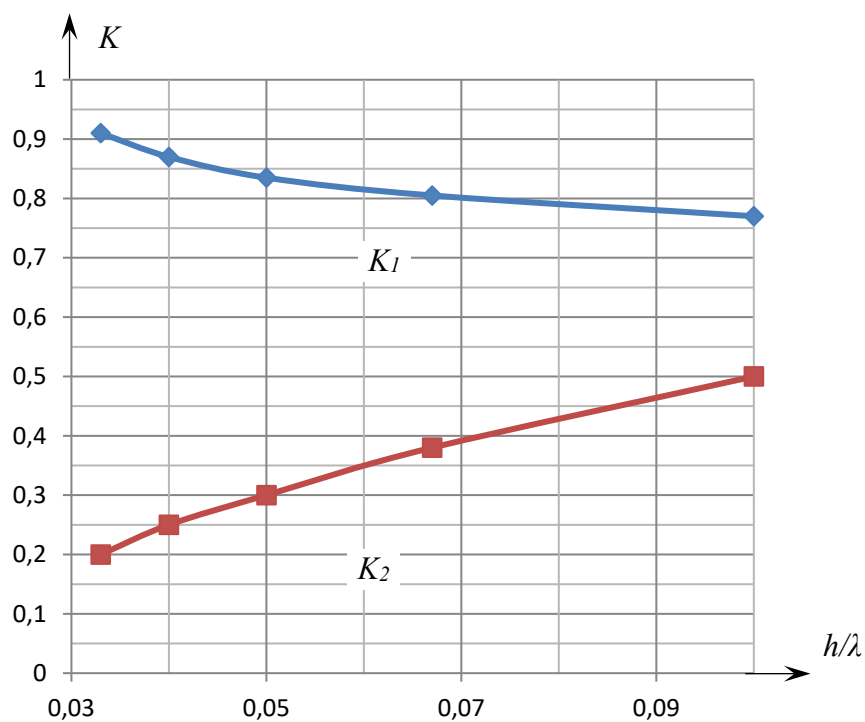


Рисунок 6.2.21 – Изменение коэффициентов K_1 и K_2 в зависимости от отношения высоты волны h к длине λ (по [15])

В результате волновая нагрузка на сооружение, состоящее из заполненных оболочек, имеющих в плане круговое или иное криволинейное очертание, при подходе и отходе волны изменяется как по высоте сооружения, так и в плане (рис. 6.2.22).

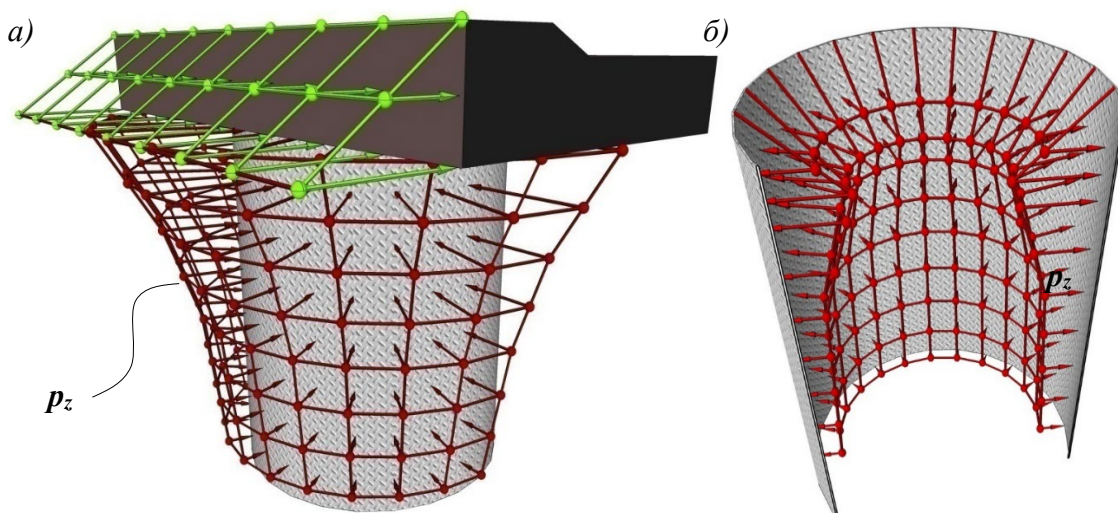


Рисунок 6.2.22 – Этюры волнового давления на цилиндрическую вертикальную заполненную оболочку а) при гребне волны; б) при ложбине волны

Схематично воздействие волны на ряд вертикальных цилиндрических оболочек в составе прибрежного сооружения приведено на рис. 6.2.23.

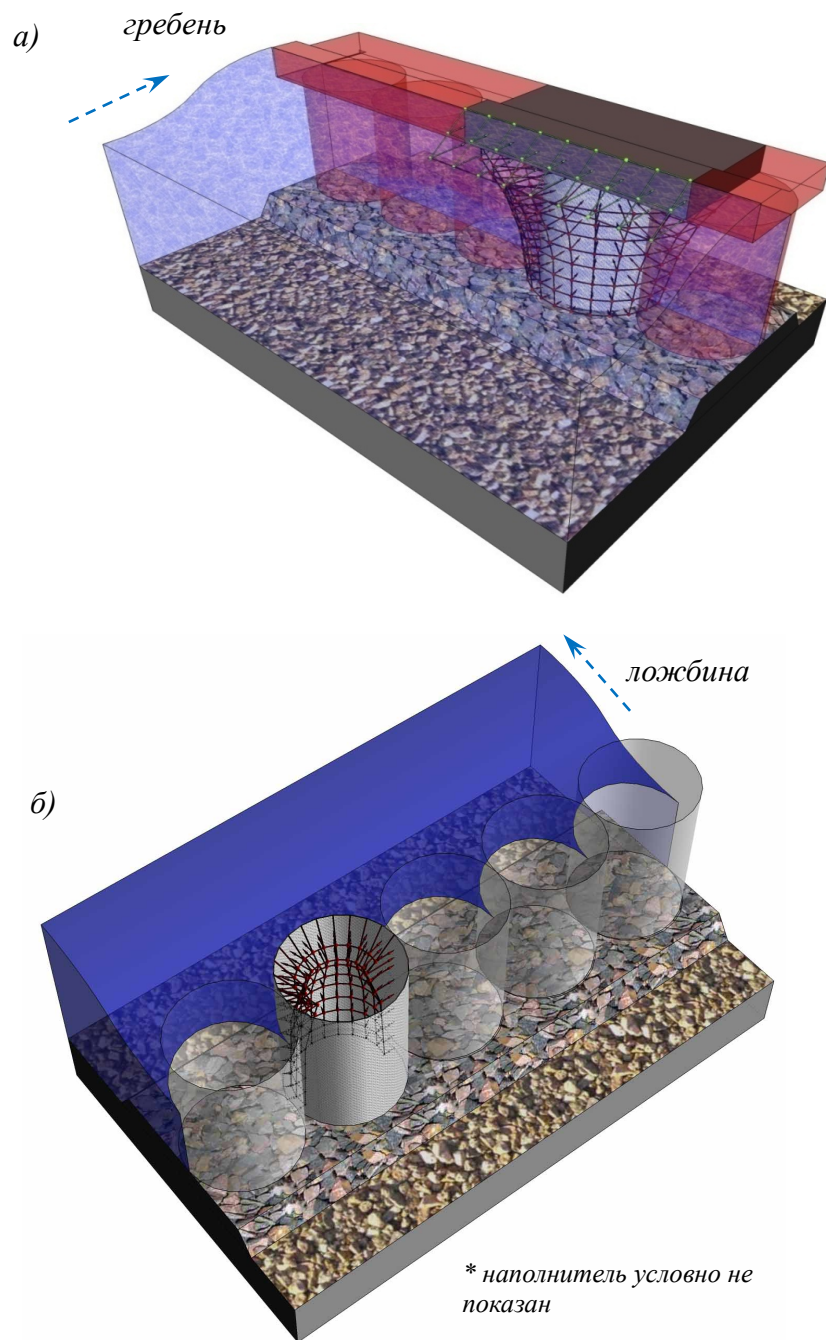


Рисунок 6.2.23 – Схема взаимодействия волны с сооружением из цилиндрических оболочек: а) при гребне волны; б) при ложбине волны

6.3 Методика моделирования напряженно-деформированного состояния системы «оболочка – наполнитель – основание»

Ниже представлен алгоритм построения численной модели, описывающий этапы формирования модели заполненной сыпучим телом оболочки и описание стадий расчёта. Методика моделирования выстроена в соответствии с особенностями нагружения и технологии возведения конструкции, которые находят отражение на соответствующих этапах (фазах) расчёта. Принципиальные различия в последовательности моделирования касаются в основном характера внешних воздействий, поэтому общая последовательность разделена на две части: первая часть – формирование модели для условий статического нагружения (блок-схема на рис. 6.3.1), и в развитие её – вторая часть: моделирование динамических воздействий на сооружение (блок-схема на рис. 6.3.9).

6.3.1. Моделирование системы при статических нагрузках

В данном разделе приведено описание процесса моделирования рассматриваемой системы (построение расчётной статической модели – РСМ) с использованием современных компьютерных технологий. Предлагаемая логика построения модели применима для любого программного комплекса, позволяющего построить конечно-элементную модель сооружения и содержащего набор основных математических моделей сплошных и сыпучих сред (п. 3.2.2).

Моделирование основания. Первым этапом моделирования является задание основных параметров конечно-элементной модели. Как правило, к общим входящим настройкам системы относятся основные единицы измерения и размер области моделирования, а также параметры, описывающие среду, в которой находится сооружение.

Современные вычислительные мощности персональных компьютеров, как правило, позволяют создать полноразмерную модель сооружения, в масштабе 1:1. Основные габаритные характеристики для оболочек – это высота оболочки H , диаметр (ширина сечения) оболочки D и толщина стенки оболочки t . Внешние границы схемы должны быть отдалены от сооружения на расстояние, достаточное для того, чтобы не оказывать значительного влияния на напряжённо-деформированное состояние (НДС) массива. При этом значительное увеличение размеров массива в РСМ (и далее – в расчётной динамической модели – РДМ) приводит к повышению требований к вычислительным мощностям компьютера, вплоть до невозможности, либо нерациональности расчёта, что тоже является немаловажным критерием при назначении размеров и свойств модели.



Рисунок 6.3.1 – Методика построения численной модели системы «оболочка-наполнитель-основание»

Расчётная схема отдельно стоящего, сосредоточенного в плане сооружения (устой моста, пал, защита опорных частей сооружений) принимается по числу оболочек в нём (одна, две, три). Для протяжённых в плане сооружений (подпорных стен, причальных или оградительных сооружений) можно рассматривать выделенную секцию сооружения (от 1 метра погонного и более) в зависимости от специфики сбора нагрузок, конструкции и, что немаловажно, производительности компьютера (рациональность выбора длины расчётной секции во многом определяется длительностью вычислений, которая и при соответствии вычислительной машины современному уровню может измеряться сутками).

Предварительно при формировании РСМ фрагмента стенки из заполненных оболочек диаметром или шириной сечения D глубина грунтового массива под подошвой может быть принята от $3D$ до $5D$, расстояние от края отдельно стоящего сооружения до грани модели – не менее $2D$. Поскольку недостаточные размеры расчётной области грунтовых массивов могут привести к невозможности проявления ожидаемых предельных состояний, характерных для заданной расчётной ситуации, размеры расчётной области назначаются специалистом в соответствии с целями исследований и на основе его опыта оценки предельных состояний геотехнических систем. Таким образом вывод о достаточности принятых размеров модели инженер делает на основе анализа поведения РСМ (и далее – РДМ) в ходе и результате расчёта.

Этапы построения модели здесь и далее параллельно иллюстрируются примером моделирования сооружения натуральных размеров из оболочек в составе протяжённого подпорного сооружения (рис. 6.3.2), с заполнением грунтом с заданными характеристиками и установленными на грунтовое основание.

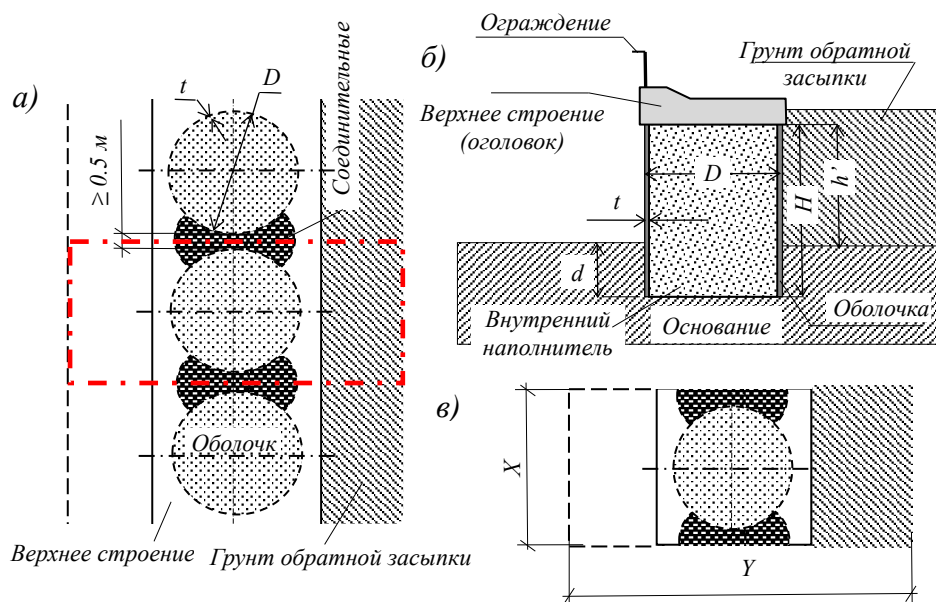


Рисунок 6.3.2 – Пример сооружения к иллюстрации этапов методики:
 а – схема плана сооружения, б – схема вертикального сечения оболочки, в – секция, выбранная для моделирования расчётной ситуации с заданными размерами (X и Y)

Как было показано выше, для реализации модели в программно-вычислительном комплексе предварительно назначается рабочая область в пространстве (инструмент в общих свойствах проекта) с заданными размерами X и Y , и представляющая собой границы в плане будущей модели грунта (см. рис. 6.3.2, в).

Рабочие плоскости модели. Используя инструменты применяемого программного комплекса, следует назначить горизонтальные рабочие плоскости модели, которые обозначают для будущей модели горизонтальные слои с различными координатами z , образующие отдельные участки, в пределах которых могут быть заданы отдельные конструктивные элементы, свойства среды и нагрузки. Рабочие плоскости нужны на каждом уровне, где встречается разрывность геометрической модели или схемы нагружения (рис. 3.1.2), прежде всего при назначении мощностей слоёв грунта (например, опция «добавить слой» (`_soil layers, add`) в Plaxis v 21.01.00.479). В данной расчётной схеме разделение на несколько слоёв принято для толщи грунта основания (в связи с неоднородностью свойств грунта по глубине), для наполнителя и грунта обратной засыпки.

Назначение параметров среды. Для материала оболочки могут быть применены линейно-упругие модели, поэтому достаточно задать модуль упругости E , коэффициент Пуассона ν , плотность ρ или удельный вес γ . Для грунтовой среды требуются также удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , угол дилатансии ψ и другие характеристики в зависимости от принятой модели (п. 3.3). Выбор модели грунтовой среды определяется описанием и свойствами самого грунта, имеющихся данных изысканий, поставленными задачами расчёта. Широкое применение находят базовые модели: Кулона-Мора (MC) [302], Друкера-Прагера (DP) [274], упрочняющегося грунта (в том числе при малых деформациях) (HSS) и другие модели.

Модель искусственного скального основания («каменная постель», при наличии) следует принимать линейно-упругой (LE), поскольку при контакте торца тонкой оболочки со средой, моделируемой упругоидеальнопластическим телом (MC), возникает явление прорезания и необоснованного локального развития зон пластических деформаций под остриём оболочки даже под её собственным весом.

На этом же этапе вводится набор данных в части свойств переходного слоя (интерфейс, см. п. 4.3), наличие и уровень грунтовых вод.

Моделирование сооружения. Моделирование криволинейной поверхности оболочечной конструкции может быть выполнено различными способами. К примеру, путём выбора из имеющейся в программном комплексе библиотеки конструкций цилиндрического или иной формы элемента («вертикальный цилиндр» (`_example cylinder vertical` или `_rigid body`)) (рис.

6.3.3). Сформировать модель оболочки можно также задав на плоскости фигуру нужного очертания и размера (круг нужного диаметра) и «выдавив» из него цилиндр нужной высоты, который далее преобразовать в пустотелый, разложив на несколько поверхностей (_decompose into surfaces) и удалив ненужные. Полученный цилиндр преобразовать в плитный элемент (_create plate). Возможно также создание элементов конструкции в любом из CAD приложений (например, AutoCAD, NanoCAD) с последующим импортом в расчётный комплекс.

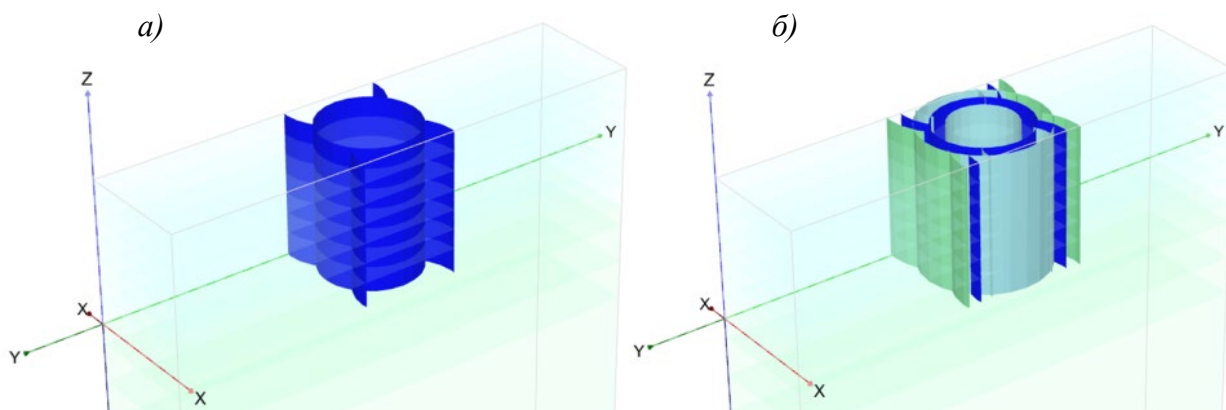


Рисунок 6.3.3 – Этапы моделирования: а – секция оболочки, б – контактный слой

Модель предусматривает объединение перемещений узлов верхнего диска (грани) заполненной оболочки введением пластины большой жёсткости. Верхняя грань после присвоения ей свойств плиты и ввода физико-механических характеристик соответствующего материала (как правило, бетона) имитирует оголовок, верхнее строение сооружения (рис. 6.3.4, а).

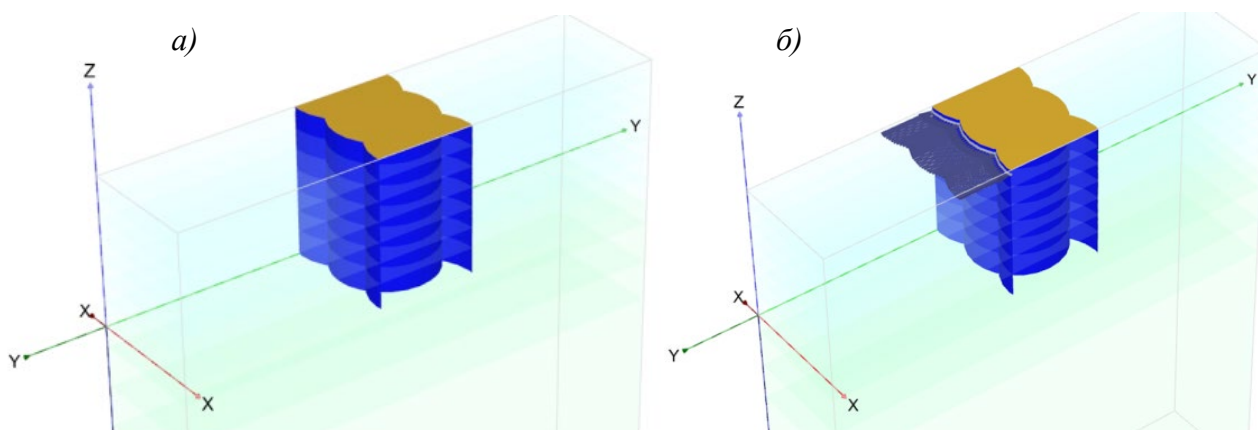
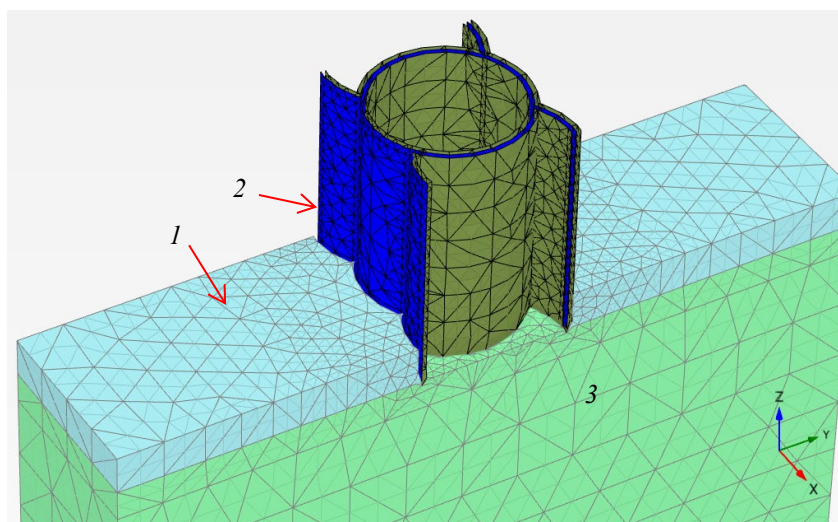


Рисунок 6.3.4 – Этапы моделирования: а – модель оголовка, б – пример приложения нагрузки

В случае, если предполагается заглубление оболочки в грунт основания, на этапе моделирования процесса установки оболочки необходимо одновременно выполнить условную укладку слоя (снаружи оболочки) мощностью d (см. рис. 6.3.5). При этом даже если заглубление не планируется, необходимо во избежание возникновения неоправданных концентраций напряжений на поверхности грунта основания при моделировании предположить небольшое условное прорезание d^* под действием собственного веса оболочки, предварительно назначив глубину прорезания, равной:

$$d^* = \frac{1}{f} \left(\frac{G}{\pi D} - t \cdot R \right), \quad (6.3.1)$$

где G – вес оболочки и оборудования, кН; R – расчётное сопротивление грунта основания под торцом оболочки, кПа; f – расчётное сопротивление грунта по боковой поверхности оболочки, кПа.



*Рисунок 6.3.5 –
Построение расчётной модели. Этап установки оболочки: 1 – условное обозначение прорезаемого слоя; 2 – элементы конструкции расчётной секции (оболочка и соединительные арки); 3 – грунт основания*

Далее необходимо продолжать построение модели в соответствии с принятой технологией возведения, например, имитируя одновременную послойную укладку наполнителя и обратной засыпки (рис. 6.3.6).

Моделирование нагрузок. Внешние нагрузки от сред и явлений, не моделируемых конечными элементами в пределах схемы, имитируются силами с заранее вычисленной величиной (интенсивностью) и заданным распределением (п. 6.2).

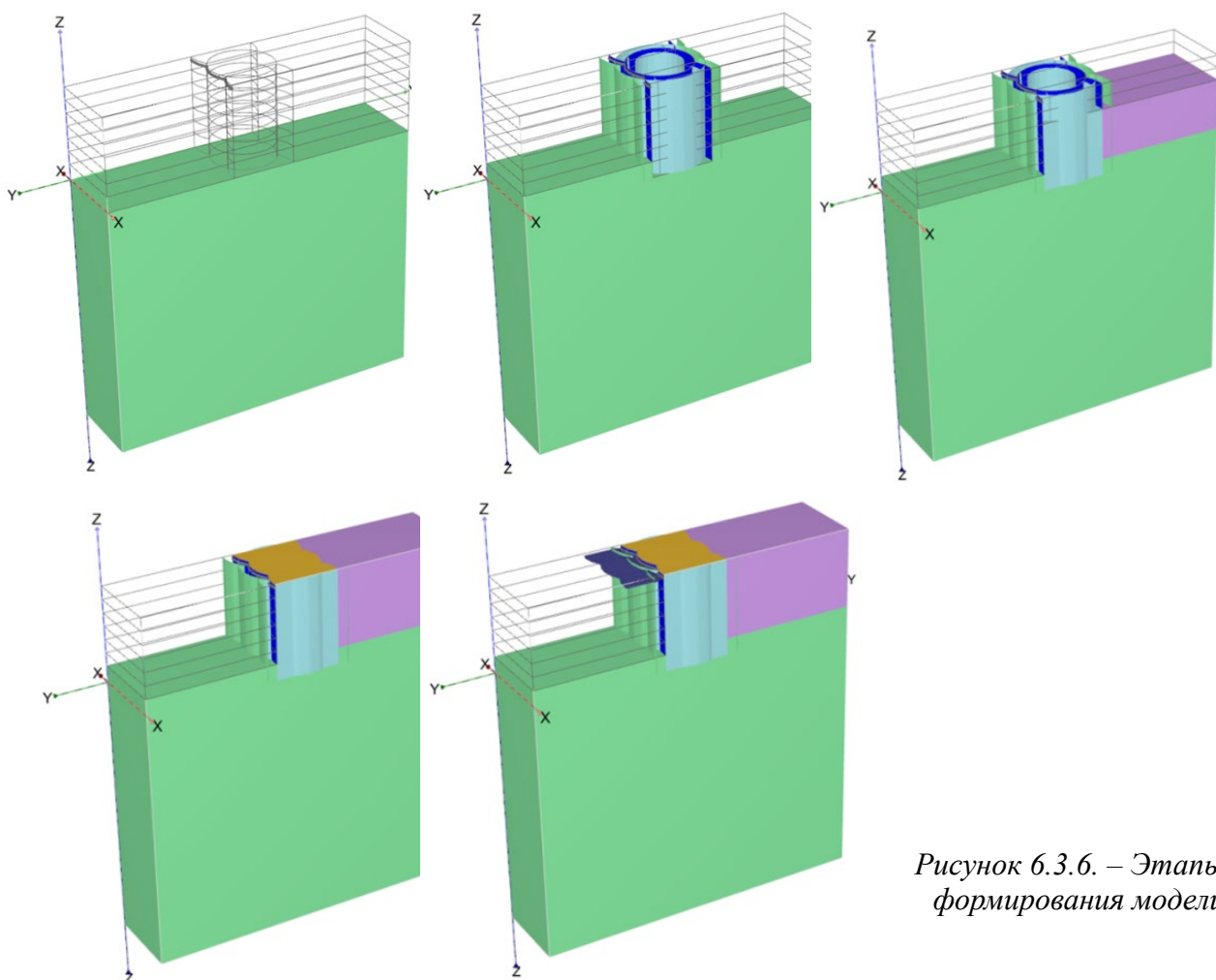


Рисунок 6.3.6. – Этапы формирования модели

Генерация и измельчение сетки конечных элементов. После формирования геометрической модели строится либо сразу трёхмерная сетка конечных элементов, либо двумерная сетка конечных элементов с последующим расширением до полной трёхмерной сетки в вертикальном направлении. Большинство современных программных комплексов численного моделирования объектов позволяют выполнить начальное построение сетки в автоматическом режиме. В рамках этой процедуры геометрическая модель разделяется на объёмные элементы. Механизм разделения позволяет учесть (сохранить) заданное положение слоёв, нагрузок и конструкций с учётом назначенных рабочих плоскостей модели, всех её поверхностей и узлов. При построении сетки используется принцип триангуляции, позволяющий определять оптимальные размеры треугольников и, в конечном счёте, сформированная сетка является неструктурированной. При этом исследования моделей показывают [309], что неструктурированные сетки приводят к лучшим результатам вычислений, чем сетки структурированные, в которых элементы имеют регулярное упорядоченное расположение. Как правило, в ходе моделирования полученную базовую сетку следует измельчать в зонах, интересующих инженера-исследователя в наибольшей степени (п.

3.2.1, подраздел «Применение метода к решению рассматриваемой задачи»). Для принятой задачи сетка дополнительно оптимизировалась путем локального измельчения в области контакта оболочки с грунтом основания.

Полученная в сопровождающем методике примере расчётная схема секции модели оболочки в составе подпорного сооружения (рис. 6.3.7) реализована в программном комплексе Plaxis 3D и состоит из 15-узловых клиновидных элементов, наделённых прочностными параметрами, которые описывают состояние грунта; 8-узловых «четырёхугольных» плитных элементов, описывающих криволинейную поверхность оболочки и соединительных арок; 16-узловых «интерфейсных» элементов, описывающих криволинейную поверхность взаимодействия оболочки и соединительных арок с грунтом; 6-узловых «треугольных» плитных элементов, описывающих параметры жёсткого оголовка.

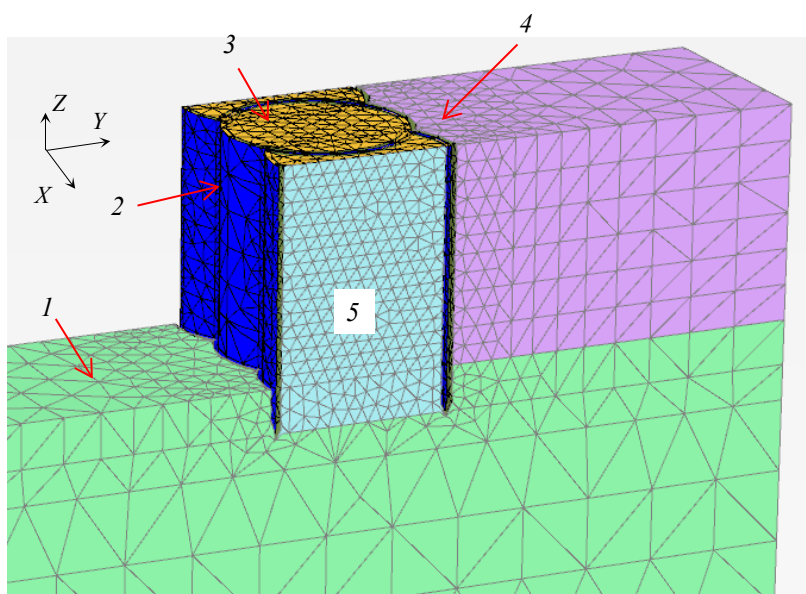


Рисунок 6.3.7 – Общий вид расчётной модели секции сооружения из заполненных оболочек: 1 – модель грунта основания; 2 – элементы конструкции расчётной секции (оболочка и соединительные арки); 3 – верхнее строение; 4 – модель грунта снаружи оболочки; 5 – модель внутреннего наполнителя

Назначение условий потоков воды в грунте. После того, как сетка конечных элементов создана, могут быть заданы условия потока воды (*_flow conditions*): как правило, достаточно задать уровень грунтовых вод (в случае понижения или обводнения сооружения необходимо задать либо несколько уровней, либо условия изменения уровня воды во времени). При необходимости учёта волны в основном сочетании (при высоте волны $h \geq 1$ м) формируются пространственные эпюры волнового давления при гребне и ложбине (п. 6.2).

Формирование этапов (фаз) расчёта. Моделирование соответствует поэтапному возведению объекта, учёт «этапности» делает модель более точной, реалистичной. Поэтапное строительство предусматривает моделирование различных процессов нагружения, установки конструкции и заполнения внутренней полости оболочки (рис. 6.3.1, блок «Формирование этапов (фаз) расчёта»). Следует соблюдать последовательность расчётных фаз согласно технологии проектирования, длительность этапов. Начальный этап (initial phase) предполагает расчёт начальных напряжений, возникающих в грунте. Далее следует назначить этапы (фазы расчёта) установки оболочечной конструкции. При этом необходимо выполнить моделирование временного раскрепления оболочки в нескольких уровнях по x и по y во избежание схлопывания незаполненной оболочки под собственным весом. Дальнейшими этапами по мере заполнения оболочки грунтом следует предусмотреть последовательное удаление временных креплений. Следующий этап (фаза расчёта) предполагает расчёт напряжений в грунте после установки оболочки и соединительных конструкций (при наличии) одновременно с условной укладкой слоя грунта мощностью d снаружи оболочки (этап заглубления).

Оболочка (и при наличии – соединительные конструкции) должны заполняться грунтом одновременно с устройством обратной засыпки (при наличии) поэтапно каждые $1,5 \div 2,5$ м, поэтому дальнейшие фазы расчёта выделяются по числу принятых слоёв заполнения оболочки. При анализе расчёта высота слоёв засыпки может быть изменена из условия сохранения прочности и устойчивости конструкции при заполнении. На заключительной фазе выполняется расчет, учитывающий установку верхнего строения (оголовка).

Расчёт, анализ результатов, итерации. Анализ результатов выполняется в соответствии с блоками 3А, 3Б, 3В общей последовательности расчёта (п. 6.1). При этом оцениваются величины напряжений в грунтовом основании, оболочке и соединительных конструкциях: здесь следует обратить внимание на сжатую приопорную зону оболочки (зона контакта тонкой оболочки с основанием) так как возникающие в этой области напряжения, как правило, при проектировании оказывают решающее влияние на принимаемые характеристики материала и параметры сечения оболочки, поскольку являются определяющими для оценки местной устойчивости конструкции [283]. Перемещения характерных точек, как правило, в уровне верхнего строения оболочечной конструкции (оголовка) сравниваются с предельными значениями с учётом *** (Блок 3 Алгоритма расчёта).

Пример моделирования для условий физического эксперимента

Приведено численное моделирование условий физического эксперимента. Геометрические и физические параметры физической модели оболочки, грунта засыпки и

основания, а также условий нагружения определены в соответствии с теорией подобия (раздел 4.1 настоящей работы). Под слоем сжимаемого грунта (песка) находится плотный слабосжимаемый пылевато-глинистый грунт, который образует модель естественной границы сжимаемой толщи. В модели нижний слой не описывается: вместо этого к подошве песчаного слоя применяется соответствующее граничное условие. Объем грунта основания ограничен с боков бетонными стенками лотка; стенки не моделируются, так как находятся на значительном расстоянии от модели оболочки и не оказывают существенного влияния на результаты моделирования. В результате выделен отдельный объемный кластер, который моделирует основание, а его края описаны граничными условиями.

В моделируемой схеме разница в отметках $-0,200, 0,525$ соответствует высоте модели оболочки $0,725$ м. Введены также рабочие плоскости на отметках y [м]: $-1.200, -1.000, -0.800, -0.600, -0.400, 0.000, 0.200, 0.400$ (рис. 4.2.1), позволяющие моделировать процесс послойного уплотнения грунта в лотке (формирование засыпки и внутреннего наполнителя). Нагрузка прикладывается к верху оболочки в виде сосредоточенной силы, и действует в направлении X на отм. $0,525$ (рис. 4.2.1). Соответствующее эксперименту поэтапное нагружение (долями от ожидаемой предельной нагрузки: от 0 с шагом $0,04$ кН) моделируется в соответствующих фазах расчета. Этап подготовки основания сформирован в соответствии с технологией монтажа экспериментальной системы и разбит на шаги (этапы) в соответствии с послойной укладкой и уплотнением основания в лотке. Полученная расчетная схема представлена на схеме (рис. 6.3.8).

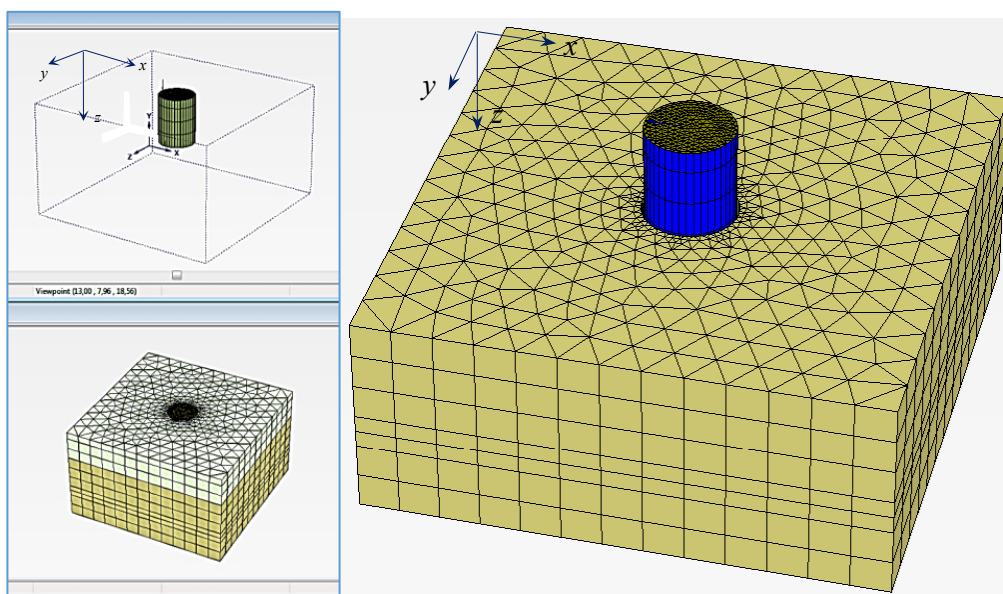


Рисунок 6.3.8 – Численная модель для условий эксперимента

6.3.2. Моделирование системы при динамических нагрузках

6.3.2.1. Методика моделирования

Приведённая методика представляет собой последовательность действий, направленных на построение расчётной динамической модели (РДМ) изучаемой системы и собственно расчёт. Важной составляющей процесса формирования РДМ является учёт динамического взаимодействия сооружения с основанием. Блок-схема методики моделирования системы «оболочка-наполнитель-основание» с учётом динамических воздействий представлена на рис. 6.3.9. Далее приводится описание последовательности расчётного моделирования по блокам.

Постановка задачи расчёта (выбор метода анализа)

Несмотря на то, что, в общем и целом, порядок динамического расчёта укладывается в достаточно традиционную последовательность, построение РДМ конкретной системы во многом индивидуально и зависит от условий и задач расчёта. Важным начальным условием является задание положения источника колебаний – внутри схемы или снаружи схемы. В первом случае это, как правило, расчёт на динамические нагрузки от движущегося транспорта, стационарно установленных неуравновешенных машин и технологического оборудования, локальных ударов: источник располагается на верхнем торце оболочки (на верхнем строении) или по высоте оболочки, или на поверхности засыпки вблизи оболочки. Источник колебаний вне схемы соответствует задачам оценки сейсмостойкости сооружения из оболочек и окружающего массива грунта, оценке поведения системы при взрывах, механизированном выполнении строительных работ вблизи объекта и др.

Наиболее распространённые постановки расчёта – это расчёт при свободных колебаниях системы и расчёт при землетрясении (сейсмическом воздействии). Уровень расчётного сейсмического воздействия принимается в зависимости от сложности и ответственности сооружения, особенностей расчётной схемы и степени допускаемых последствий при разрушении сооружения. В отношении сооружений из заполненных оболочек расчёт может быть проведён на максимальное расчётное землетрясение (МРЗ) и проектное землетрясение (ПЗ) [23, 34].

При МРЗ условием расчёта является отсутствие угрозы разрушения сооружения, при этом допускаются любые повреждения сооружения и основания, нарушающие нормальную его эксплуатацию. Уровень ПЗ предполагает условие отсутствия угрозы для жизни и здоровья людей, вкпе с сохранением ремонтпригодности сооружения. Возникающие при этом деформации не должны нарушать нормальной эксплуатации сооружения.

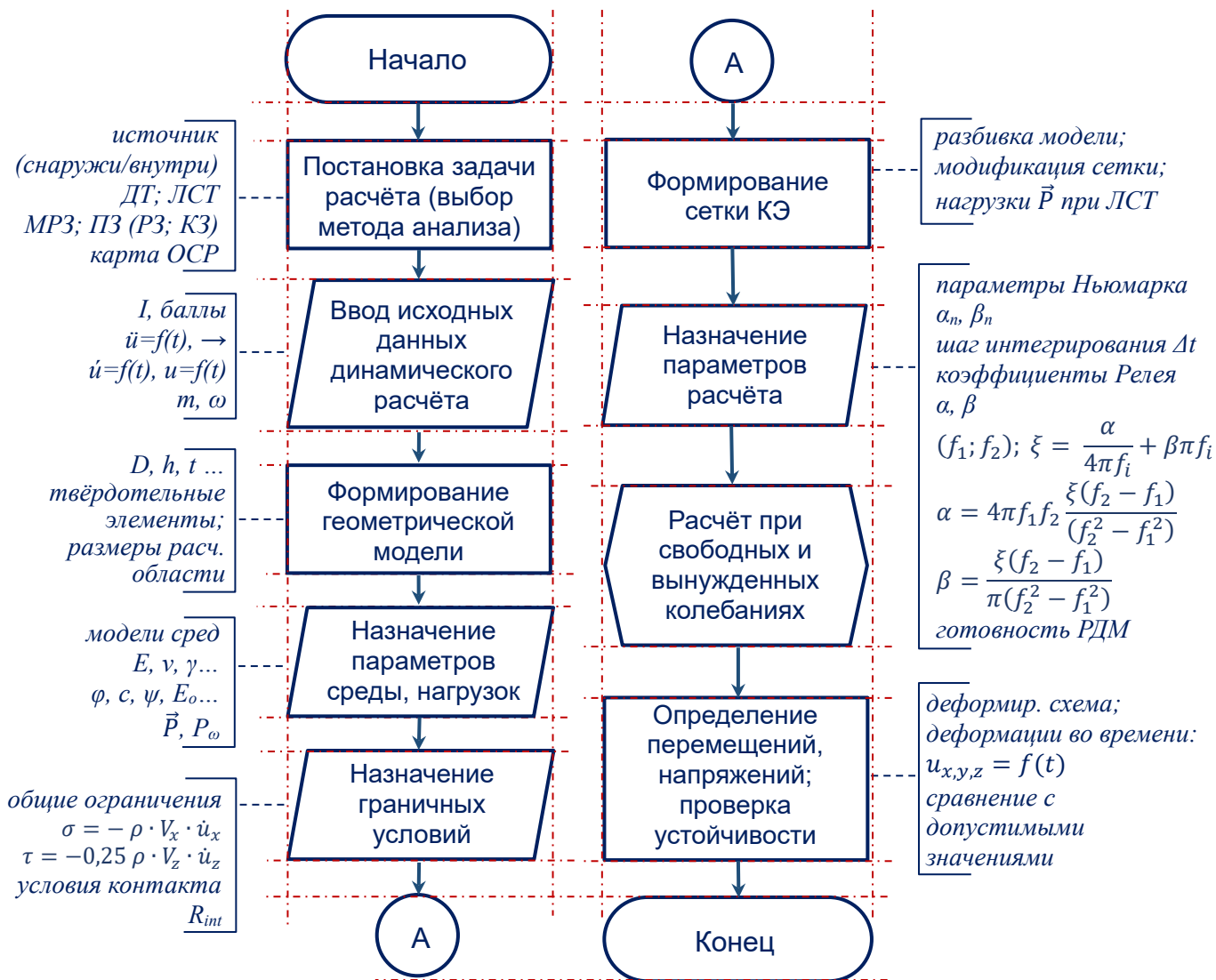


Рисунок 6.3.9 – Блок-схема динамического расчёта

Один из двух указанных уровней сейсмического воздействия должен быть принят в зависимости от сложности сооружения, в составе которого находятся заполненные оболочки, а также от значимости последствий при его разрушении. Принятым уровнем сейсмического воздействия определяются его исходные расчётные характеристики (см. следующий блок блок-схемы).

Далее промежуточные задачи расчёта определяются применяемым методом динамического анализа. Исследователю и инженеру предлагаются два основных метода: линейно-спектральный, основанный на линейно-спектральной теории (ЛСТ) и динамический метод, построенный на динамической теории (ДТ) – см. п. 3.1 (раздел *Применение теорий динамического расчёта*).

Ввод исходных данных динамического расчёта

В случае, если проводится расчёт сейсмостойкости, прежде всего определяется интенсивность сейсмического воздействия – расчётная сейсмичность площадки I по системе карт общего сейсмического районирования (ОСР) [23] и коэффициенты надёжности по ответственности сооружения. Далее должны быть заданы исходные характеристики сейсмического воздействия – математические ожидания наибольших амплитуд перемещений, скоростей и ускорений горизонтальных колебаний средних по сейсмическим свойствам грунтов на ровных участках местности, соответствующие силе землетрясения, указанной на нормативной карте ОСР [29]. Максимальные амплитуды ускорений a по нормативным данным составляют 1, 2 и 4 м/с² при сейсмичности площадки 7, 8 и 9 баллов соответственно.

Землетрясение задаётся с помощью динамической функции: это расчётная акселерограмма (РА, $\ddot{u} = f(t)$), либо велосиграмма $\dot{u} = f(t)$, либо сейсмограмма $u = f(t)$, задаваемые по соответствующей оси модели: x ; y ; z . Функция задаётся на нижней границе модели (нижняя грань массива грунта в РДМ). При этом, если акселерограммы приняты для дневной поверхности, необходимо выполнить их пересчёт [161]. В предварительных расчётах задаваемый на нижней грани модели входной сигнал может быть введён с коэффициентом 0,5.

В качестве РА могут быть приняты [23]:

записи ускорений, полученные на данной конкретной площадке, где расположено сооружение;

аналоговые записи, полученные в районах, сходных по условиям с районом площадки строительства;

либо искусственные (синтезированные), вычисленные в соответствии с предполагаемыми расчетными параметрами сейсмического воздействия. В качестве основных расчётных параметров принимаются: величина максимальных пиковых ускорений в основании сооружения a_p ; период колебаний с максимальным пиковым ускорением T_{max} ; общая длительность сейсмических колебаний t . Как правило, синтезированные акселерограммы входят в набор исходных расчётных данных применяемого программного комплекса.

Для описания демпфирующих свойств системы (определения коэффициентов Релея α и β) назначаются коэффициент демпфирования ζ и интересующий диапазон частот $f_1 \div f_2$ (см. выше подраздел «Коэффициенты демпфирования по Релею»).

При нахождении источника колебаний внутри РДМ – например, в случае если оценивается динамическое воздействие на сооружение от оборудования, в качестве исходных

данных должны быть приняты показатели его характеристик: масса m , возмущающая сила F , частота (например, круговая частота вращения ω).

Формирование геометрической модели

Вообще геометрическая модель системы к этапу динамического расчёта, как правило, является практически полностью сформированной на более ранних этапах статического расчёта (при формировании расчётной статической модели – РСМ). В зависимости от результатов расчёта модель остаётся неизменной, корректируется, либо видоизменяется значительно. При этом уже на этапе построения РСМ при необходимости последующей оценки, например, сейсмостойкости сооружения, следует учитывать особенности формирования геометрии РДМ, поскольку размеры расчетной области грунтового массива, при явном его моделировании, назначаются исходя из ожидаемых размеров зоны влияния сооружения на грунтовый массив.

Размеры расчётной схемы (расчётной динамической модели – РДМ) при решении задач динамики в отношении задаваемых массивов основания в среднем должны быть больше, чем при статических расчётах. Увеличение размеров моделируемого массива основания требуется из условия обеспечения достаточной точности результатов расчета. Анализ опыта расчётов показывает, что в качестве опорных критериев могут быть приняты положения о том, что расчетная область основания в плане должна иметь размеры, в 5 раз превосходящие характерный размер сооружения (например, высоту оболочки H), а расстояние от подошвы сооружения до нижней границы может составлять как минимум удвоенное значение характерного размера ($2H$). При этом если в пределах этой глубины расположена кровля слоя прочных грунтов, для которых характерна высокая скорость распространения сейсмических волн (более 700 м/с), следует рассмотреть вариант совмещения этой кровли с нижней гранью РДМ.

Назначение параметров среды, нагрузок

При задании параметров моделей допускается применять характеристики материалов сооружения и грунтов основания, заданные на этапе статического расчёта. Однако для учета влияния на эти характеристики динамических воздействий следует вводить коэффициенты условий работы, предусмотренные нормами проектирования соответствующих сооружений, в составе которых применены заполненные оболочки (гидротехнические сооружения, подпорные сооружения, основания и фундаменты).

Динамические деформационные характеристики грунтовой среды определяются также в результате лабораторных испытаний [6] (например, при испытании образца грунта в приборе трёхосного сжатия с возможностью динамического нагружения). Могут быть также

применены корреляционные зависимости между статическими и динамическими характеристиками: например, между статическим E_{st} и динамическим E_d модулем упругости: $E_d = E_{st}/(1,33 \div 2,25)$. Зависимости устанавливаются в результате специальных исследований для конкретного грунта и строительной площадки на основе серии замеров [303].

Для РДМ задача расчёта состоит в оценке допустимости напряжений, перемещений и ускорений в контрольных точках системы при заданной сейсмичности, а также в определении возможности возникновения зон т. н. «разжижения» (в случае водонасыщенных несвязных грунтов). По сути, явление «разжижения» состоит в развитии областей пластических деформаций в системе в результате динамических воздействий (характеризуется величиной коэффициента безопасности k_{sf} , в общем случае равного отношению критических сдвиговых напряжений к действующим: $k_{sf} = \tau_{крит} / \tau_{дин}$ [223]. При этом динамические колебания системы приводят к изменению механического поведения сыпучей среды наполнителя, что может быть учтено в рамках базовой модели при описании пластического поведения видоизменением критерия текучести Кулона-Мора вследствие учёта вторичной поверхности текучести [245]:

$$f_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) - \left(\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c \cdot ctg\varphi_p \right) \sin\varphi_m, \quad (6.3.1a)$$

с введением мобилизованных углов внутреннего трения φ_m (изменяется в процессе нагружения с достижением максимального пикового значения φ_p и минимального критического φ_{cv} – рис. 6.3.9а) и дилатансии ψ_m [349], либо использованием иных вариантов моделей (например, модели *UBC3D-PLM* [335], [245]). При этом параметры моделей должны быть определены в результате испытаний на динамических приборах трёхосного сжатия или плоского сдвига [127].

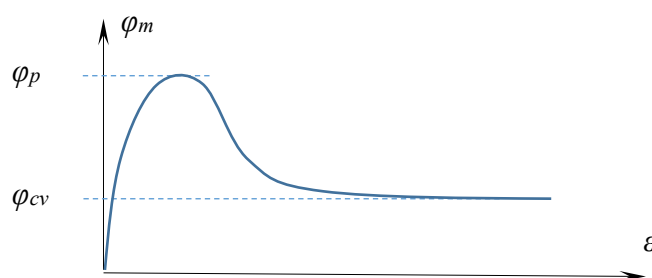


Рисунок 6.3.9 а – Зависимость угла трения от продольных деформаций (по [372])

Основные нагрузки на сооружение, как правило, сформированы на стадии статического расчёта, а на этапе формирования РДМ требуется введение в систему дополнительных нагрузок, обусловленных собственно динамическим воздействием, а также формирование

особых сочетаний нагрузок [25]. В сооружениях из заполненных оболочек вполне возможен случай контакта внешних поверхностей оболочки с грунтом (причальные сооружения, подпорные сооружения), когда при расчёте бокового давления грунта следует учитывать влияние сейсмических воздействий [25]. При контакте сооружения с водой, последняя колеблется совместно с первым, и при значительных высотах сооружения ($H \geq 10$ м [23]) необходимо учитывать её инерционное влияние, вычисляя величину сейсмического давления воды P_ω .

Как было показано выше (блок «Ввод исходных данных динамического расчёта»), в случае применения метода ДТ моделирование землетрясения (сейсмического события) выполняется приложением перемещений на нижней границе схемы (выполняется активация поверхностного перемещения). Моделирование ведётся с применением метода конечных элементов и если при этом выбран метод ЛСТ, то инерционные силы \vec{P} , P_ω (определяемые согласно СП [23] и прикладываемые к узлам системы) могут быть введены в РДМ после процедуры разбишки и оптимизации сетки конечных элементов.

Назначение граничных условий

Условия закрепления на границах модели (граничные условия), применяемые при статическом расчёте, в динамическом расчёте должны быть изменены. В противном случае простые ограничения перемещений приводят к отражению волн от границ внутрь модели, что в большинстве не соответствует физике процесса и искажает напряжённо-деформированное состояние сооружения и его основания. Исключения могут составлять условия, когда массив сжимаемого грунта так или иначе ограничен прочным скальным грунтом с высокой скоростью распространения сейсмических волн (см. блок «Формирование геометрической модели»). Вообще же границы РДМ должны поглощать волны и при этом иметь возможность перемещаться.

Наиболее простые граничные условия, удовлетворяющие многим задачам динамического расчёта (в частности, когда источник колебаний расположен внутри схемы), описываются моделью вязкости, учитывающей вязкое сопротивление в грунтах, когда граница поглощает колебания, но не перемещается. В данном случае граничные условия описываются величиной поглощаемых напряжений, которые, в свою очередь, зависят от плотности грунта ρ , скорости волны V и скорости перемещения \dot{u} [318]. Для нормальных напряжений (волны сжатия) в направлении, перпендикулярном границе:

$$\sigma = -\rho \cdot V \cdot \dot{u}, \quad (6.3.2)$$

Аналогичным образом определяются поглощаемые касательные напряжения τ (в направлении вдоль границы модели), при этом используется скорость волны сдвига и вводится понижающий коэффициент (для учёта явления релаксации, равный 0,25 [333]):

$$\tau = -0,25 \rho \cdot V_z \cdot \dot{u}_z \quad (6.3.3)$$

Поскольку во многих задачах требуется, чтобы границы модели не только поглощали волны, но и имели возможность перемещаться, «вязкая» модель имеет различные вариации. Границам придаётся свойство податливости, причём для вертикальных и горизонтальных границ назначаются различные условия: например, в ПК Plaxis это условия “free field” и “compliant base” соответственно.

Условия трения на контакте оболочки с грунтом наполнителя и основания могут быть назначены аналогично той же процедуре при формировании модели на этапе статического расчёта [302].

Формирование сетки конечных элементов

Разбиение сплошных областей РДМ на подобласти (конечные элементы, контактирующие в узлах) проводится аналогично процедуре образования сетки конечных элементов при статическом расчёте. Здесь наиболее часто применяются тетраэдры и призмы с различными основаниями (как правило, в виде параллелограмма или треугольника). Автоматическая произвольная разбивка области на конечные элементы может быть упорядочена изменением типов конечных элементов.

Степень «густоты» сетки определяется размерами конструкции: размеры элементов должны быть достаточно малы в сравнении с размерами всей области системы, но при этом достаточно велики для того, чтобы сделать приемлемым объём вычислений. Как правило, размеры элементов уменьшают («сгущают сетку») в характерных подобластях системы, наиболее интересных для исследования, и оставляют сравнительно крупной в местах, где не ожидается принципиально важных изменений параметров системы. В нашем случае сгущение сетки следует выполнять, очевидно, в области контакта оболочки с основанием и наполнителем, а также в областях приложения сосредоточенных нагрузок. Для большинства программно-вычислительных комплексов, реализующих МКЭ, процедура задания сетки конечных элементов автоматизирована, хотя вопросы, касающиеся назначения формы и размеров конечных элементов, остаются актуальными.

Как показывают исследования, содержащие оценку точности вычислений усилий и перемещений в оболочках методом конечных элементов (Зенкевич О., 1975 [115]) в сравнении с результатами доступных для ручного счёта теоретических решений, можно говорить о

хорошем соответствии только при достаточно «густом» разбиении сетки конечных элементов в области приложения нагрузок и закреплений. Необходимая относительная «густота» сетки может быть стандартизована для конкретных конструкций с учётом её формы, условий нагружения и закрепления на основании. Практические рекомендации по формированию сетки элементов заполненных оболочек должны быть выработаны на основе соответствующего научно-исследовательского обоснования.

В случае, когда при расчете сейсмостойкости сооружения по ЛСТ РДМ формируется на основе МКЭ, на данном этапе к узлам сформированной сетки прикладываются характеризующие сейсмическую нагрузку инерционные силы \vec{P}_{jk} , (k – номер узла, j – форма собственных колебаний).

Назначение параметров расчёта

Назначаются основные параметры процедуры расчёта. Параметры Ньюмарка α_n , β_n , как правило, назначаются по умолчанию в соответствии с рекомендациями, касающимися обеспечения достаточной точности расчёта (см. начало раздела 3.3.2 – «*описание динамического поведения*»). Временной шаг Δt назначается исходя из размеров минимального конечного элемента системы: он должен быть таким, чтобы за этот интервал времени волна прошла расстояние, не превышающее размера минимального конечного элемента системы. Известные зависимости размера временного шага от размеров конечного элемента, скорости волны и деформационных параметров среды [347] заложены в программных комплексах. В результате заданный временной шаг (например, $\Delta t = 0,005$ сек.) регулируется по мере процесса решения с целью оптимизации времени расчёта и расходуемых вычислительных ресурсов. Задаётся также известное или предполагаемое время действия (длительность периода приложения) нагрузки (например, $t = 5$ сек при расчёте на свободные колебания и $t = 20$ сек при расчёте на вынужденные, сейсмические колебания).

Вычисляются и назначаются коэффициенты Релея α и β (см. раздел 3.3.2 – «*Описание динамического поведения*»), характеризующие демпфирование элементов системы. На данном этапе методики моделирования РДМ является полностью сформированной.

Расчёт при свободных и вынужденных колебаниях

Изложенная в предыдущих блоках постановка реализуется в виде динамического расчёта собственных колебаний сооружения и сейсмического события, автоматизированного в различных программных комплексах (см п. 3.2.2).

В качестве основного программного комплекса в данном исследовании выбран лицензионный универсальный программный комплекс (ПК) Plaxis 3D, состоящий из полутора десятков приложений (лицензия ДВФУ), который позволяет выполнять анализ напряженно-

деформированного состояния сложных систем с учетом различных видов нелинейностей, в том числе при наличии контактов с трением [308]. В качестве альтернативного применён также универсальный программный комплекс (ПК) ANSYS Mechanical [112, 284, 217].

Определение перемещений, напряжений; проверка устойчивости

Для свободных колебаний результаты могут быть представлены в частотном представлении (спектр частот) – определяется доминантная частота колебания для сооружения.

Помимо конечной деформированной схемы и построения графиков зависимостей перемещений интересующих точек сооружения от нагрузки (например, верха оголовка оболочки) в результате динамического расчёта определяется динамика изменения перемещений по основным осям системы (изменение деформаций во времени $u_x = f(t)$). Колебания, вызванные землетрясением, будут затухать в результате демпфирования в грунте и сооружении. Это процесс может быть проиллюстрирован благодаря возможностям анимационного представления результатов. Далее следует стандартная процедура сопоставления расчётных значений перемещений с допустимыми для данного сооружения и режима его эксплуатации [273].

6.3.2.2. Пример моделирования условий эксперимента

Согласно изложенным принципам моделирования выполнена численная модель динамической системы «грунтовый лоток – модель сооружения», реализованная с применением расчётного комплекса, предполагающего возможность прямого динамического моделирования (Plaxis 3D). Для формирования расчётной динамической модели (РДМ) базовое описание элементов системы должно быть дополнено. В данном случае для описания поведения грунта использовалась упругопластическая модель с изотропным упрочнением [352]. Перечень требуемых физико-механических и деформационных характеристик при этом расширяется (в обозначениях Plaxis - E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} , p^{ref} , m , ν_{ur}) [160]; соответствующие значения получены в результате трёхосного сжатия образцов грунта.

Для интересующего диапазона частот $f_1 = 0,5$ Гц и $f_2 = 3$ Гц, при коэффициенте демпфирования ξ , принятом 0,1, получены значения коэффициентов Рэлея: $\alpha = 0,5924$ и $\beta = 0,01$ (рис. 6.3.10).

В качестве исходных данных для моделирования использовалась физическая модель установки, рассмотренная в п. 4.2.2. Геометрия модели сформирована с учётом особенностей технологии устройства физической модели с использованием стандартного набора инструментов, реализованного в программном комплексе.

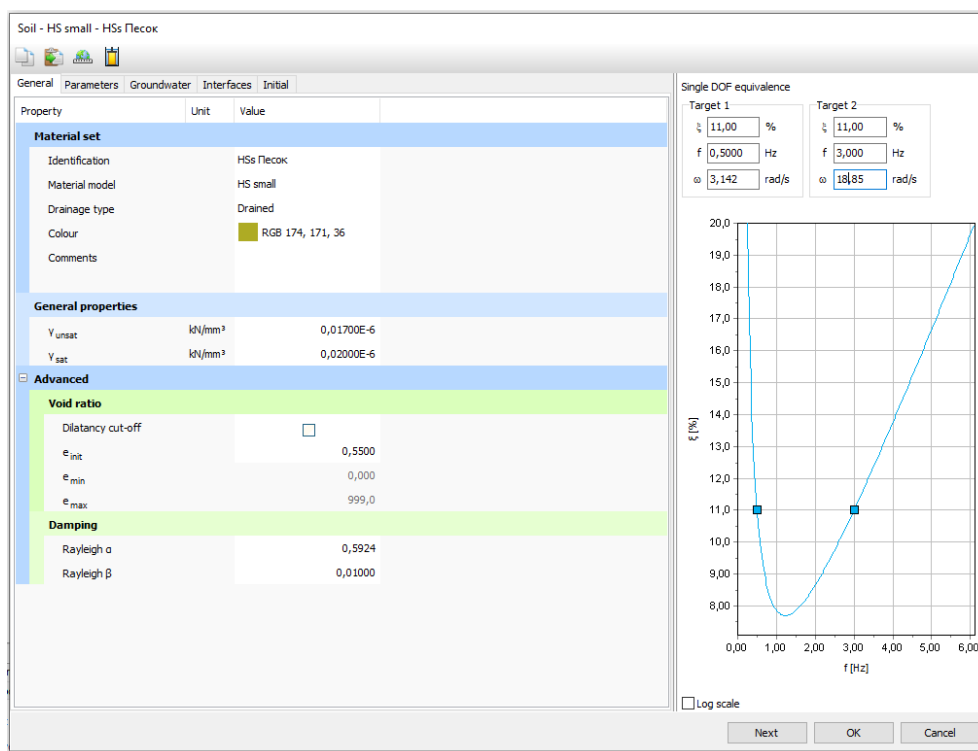


Рисунок 6.3.10 – Коэффициенты Рэлея [309]

Для выведения системы из состояния равновесия моделировалось начальное перемещение лотка с помощью инструмента начальных линейных перемещений (*line displacements*). Начальное перемещение сообщено основанию лотка в положительном направлении оси X . Величина начального перемещения с учетом масштаба эксперимента определена как 10 мм (см. п. 4.3).

Для моделирования процесса колебательного движения системы могут быть использован инструмент, имитирующий упругие связи (например, *fixed-end anchors*). Инструмент моделирует пружину с заданной жёсткостью в заданном направлении. Точки приложения узловых анкеров расположены на основании лотка со стороны, противоположной точкам приложения начального перемещения, что соответствует условиям эксперимента. Жёсткость узловых анкеров должна соответствовать величине жесткости пружин.

Далее созданная геометрическая модель преобразуется в систему конечных элементов: этап формирования сетки конечных элементов. Для обеспечения достаточного качества сетку необходимо измельчить в области мест (узлов) приложения заданных начальных перемещений. В данном случае для создания РДМ на ребре приложения начального перемещения и в области мест крепления узловых анкеров установлен коэффициент крупности сетки, равный 0,25, тем самым достигается необходимое измельчение. Общий вид конечно-элементной модели лотка с установленной моделью сооружения представлен на рис. 6.3.11.

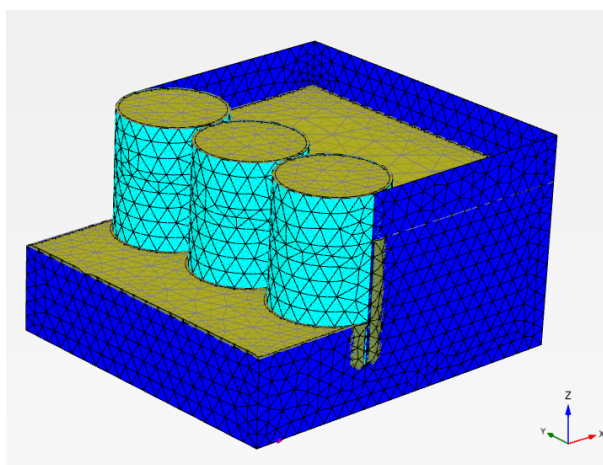


Рисунок 6.3.11 – Общий вид численной модели установки

Заключительным этапом перед началом расчёта является выбор интересующих исследователя характерных точек системы. Координаты точек указаны относительно системы начала отсчета для модели и соответствуют координатам расположения измерительных каналов при экспериментах (табл. 6.3.1, рис. 6.3.12).

Таблица 6.3.1 – Координаты расположения измерительных каналов, мм

№ измерительного канала	X	Y	Z
Канал 1	990	735	755
Канал 2	600	735	965
Канал 3	200	735	400
Канал 4	0	735	0

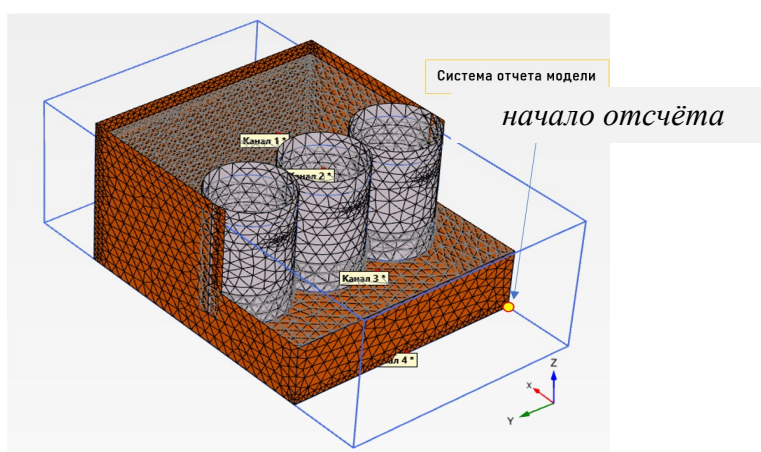


Рисунок 6.3.12 – Положение регистрирующих точек системы численной модели

Интересующими результатами численного моделирования рассматриваемой системы являются значения относительных перемещений характерных точек системы во времени (рис.

6.3.13). График иллюстрирует четыре зависимости, соответствующие перемещению каждой из принятых характерных точек системы: канал №1 – красная кривая; канал №2 – синяя кривая; канал №3 – розовая кривая и канал №4 – черная кривая.

Результаты также отображены также разложением полученных значений мощностей виброперемещений $P(U_x)$ по частотному спектру (табл. 6.3.2). В результате анализа результатов расчёта сделаны предварительные выводы:

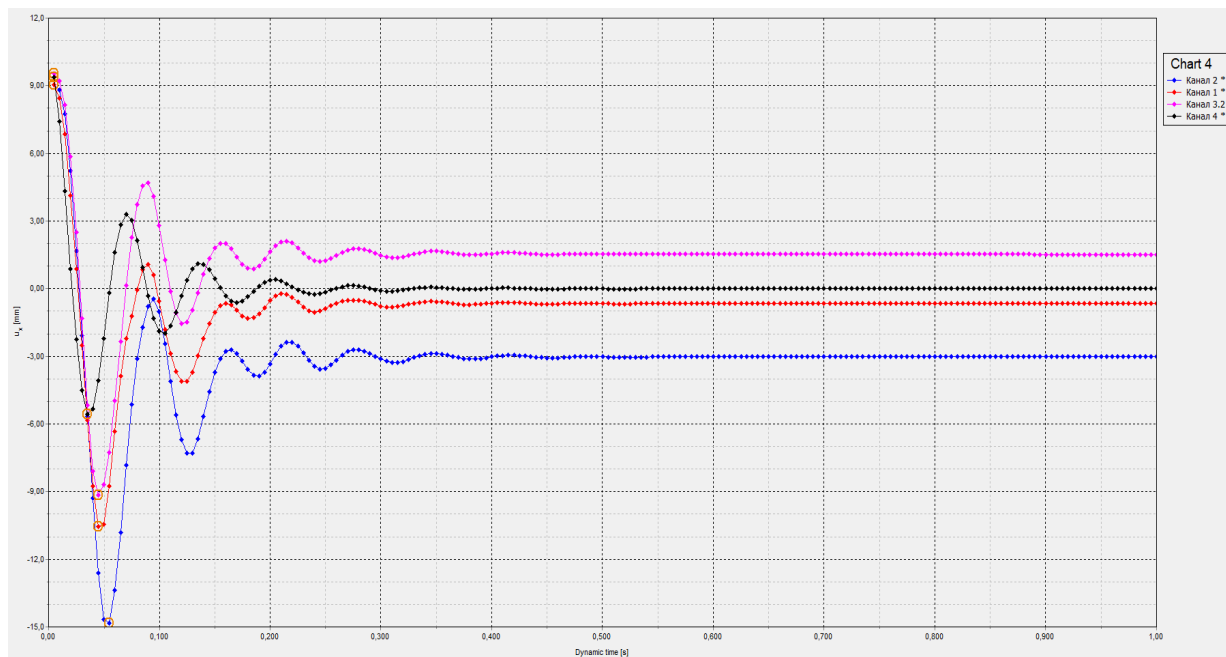


Рисунок 6.3.13 – Графики перемещений характерных точек системы во времени

- начальное значение перемещения всех измерительных каналов соответствует величине начального перемещения лотка (10 мм), что обеспечено принудительным сжатием пружин;

- значения перемещений четвертого измерительного канала, расположенного в основании лотка, в первый полупериод достигают показания минус 5,9 мм и далее к 0,5 секунде демонстрируют полное затухание колебаний. Значения относительных перемещений после затухания колебаний равны нулю, т.е. после динамического нагружения и затухания колебаний лоток принимает начальное положение;

- значения перемещений второго канала, расположенного на поверхности засыпки в первый полупериод достигают величины минус 15 мм, т.е. в этот момент происходит смещение верха оболочки и её заполнителя относительно основания лотка. Величина смещения (x) определяется из разности перемещений второго (u_2) и четвертого каналов (u_4): $x=15-5,9=9,1$ мм. К завершению колебаний (к 0,5 секунде) относительные значения перемещений второго канала составляют порядка 3,0 мм в отрицательном направлении;

- графики относительных перемещений во времени второго и четвертого канала (перемещение оболочки относительно перемещения лотка) показывают разницу в периодах

колебаний этих точек, что приводит к появлению противофазы к 0,13 секунде. Данное явление свидетельствует о разнонаправленности перемещений между заполнителем оболочки и основанием, что способствует быстрому гашению колебаний системы;

Таблица 6.3.2 – Результаты вычислений: зависимость мощности виброперемещений от частоты

	1 канал	2 канал	3 канал	4 канал
$F, \text{Гц}$	$P(U_x)$	$P(U_x)$	$P(U_x)$	$P(U_x)$
0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,5	0,10500	0,21316	0,16859	0,07859
1	0,09300	0,20051	0,14870	0,08587
2	0,04600	0,08078	0,08682	0,11682
3	0,00845	0,01105	0,01645	0,01345
4	0,00735	0,00516	0,00865	0,00565
5	0,00296	0,00314	0,00363	0,00816
6	0,00244	0,00305	0,00572	0,00816
7	0,00257	0,00314	0,00226	0,00505
8	0,00363	0,00151	0,00328	0,00448
9	0,00550	0,00213	0,00465	0,00219
10	0,00771	0,00285	0,00613	0,00330
11	0,00966	0,00348	0,00738	0,00495
12	0,01066	0,00376	0,00803	0,00740
13	0,01051	0,00357	0,00813	0,01136
14	0,01038	0,00837	0,00842	0,01724
15	0,00970	0,00798	0,00777	0,02033
16	0,00660	0,00577	0,00504	0,01771
17	0,00344	0,00270	0,00251	0,00631
18	0,00178	0,00028	0,00120	0,00640
19	0,00135	0,00023	0,00079	0,00653
20	0,00133	0,00023	0,00069	0,00466
21	0,00121	0,00018	0,00060	0,00351
22	0,00094	0,00013	0,00048	0,00279
23	0,00068	0,00010	0,00038	0,00229
24	0,00054	0,00009	0,00032	0,00192

	1 канал	2 канал	3 канал	4 канал
$F, \text{Гц}$	$P(U_x)$	$P(U_x)$	$P(U_x)$	$P(U_x)$
25	0,00043	0,00007	0,00027	0,00165
26	0,00030	0,00005	0,00020	0,00146
27	0,00018	0,00005	0,00014	0,00130
28	0,00012	0,00005	0,00010	0,00117
29	0,00009	0,00007	0,00007	0,00105
30	0,00009	0,00008	0,00006	0,00094
31	0,00012	0,00008	0,00005	0,00085
32	0,00016	0,00008	0,00006	0,00077
33	0,00019	0,00007	0,00006	0,00070
34	0,00021	0,00007	0,00006	0,00064
35	0,00024	0,00006	0,00005	0,00059
36	0,00025	0,00006	0,00005	0,00055
37	0,00025	0,00005	0,00005	0,00051
38	0,00023	0,00004	0,00005	0,00048
39	0,00020	0,00003	0,00005	0,00045
40	0,00016	0,00003	0,00004	0,00043
41	0,00012	0,00003	0,00004	0,00041
42	0,00010	0,00003	0,00004	0,00039
43	0,00009	0,00003	0,00005	0,00037
44	0,00008	0,00003	0,00005	0,00035
45	0,00008	0,00003	0,00005	0,00033
46	0,00009	0,00002	0,00005	0,00032
47	0,00009	0,00002	0,00005	0,00030
48	0,00008	0,00002	0,00004	0,00029
49	0,00008	0,00002	0,00004	0,00028
50	0,00008	0,00002	0,00004	0,00027

- максимальные значения мощностей виброперемещений демонстрирует второй канал (на поверхности, внутри оболочки): $P(U_x)$ составляют 0,214 при частоте колебаний, достигающей 0,5 Гц;

- в диапазоне частот от 10 до 18 Гц наблюдается небольшое увеличение значений мощностей виброперемещений по всем измерительным точкам (каналам). Пиковые значения мощностей виброперемещений в данном диапазоне соответствуют четвёртому каналу (расположенному в основании лотка) и составляют 0,02 при 15 Гц.

- результаты расчётов в общем соответствуют данным тестовых задач программного комплекса, показывающим качественно сопоставимые значения виброперемещений, разложенных по спектру частот, когда максимальные значения перемещений точек в основании сооружений соответствуют наименьшей частоте. В результате можно говорить о высоких демпфирующих свойствах системы ([182, 299]). Полученные результаты представлены в сопоставлении с данными модельных экспериментов в грунтовом лотке (п. 4.3, рис. 4.3.14 ÷ 4.3.17).

6.3.2.3. Пример построения полномасштабной модели

Общие данные

Выполнена апробация разработанной методики моделирования динамического напряжённо-деформированного состояния конструкции из оболочек с наполнителем при сейсмическом воздействии. В качестве примера выбрано типовое сооружение в различных вариантах. Рассмотрена компоновка из нескольких оболочек (с подпором грунта) и отдельно стоящая оболочка без подпора грунта. В первом случае секция сооружения представляет собой группу из трёх цилиндрических заполненных грунтом стальных оболочек, установленных вплотную друг к другу и образующих таким образом грунтонепроницаемую стену; во втором случае – одна оболочка. Рассматриваются оболочки с соотношением $D/H = 0,7$ ($D = 10$ м, $H = 14,5$ м, $t = 0,014$ м).

Для оболочек приняты следующие основные физико-механические параметры: модуль упругости $E = 2,1 \cdot 10^{10}$ Па (сталь); коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$; плотность $\rho = 7850$ кг/м³. Для наполнителя принят грунт со следующими значениями физико-механических характеристик: удельный вес $\gamma = 19$ кН/м³; коэффициент пористости $e = 0,6$; модуль упругости $E = 4 \cdot 10^7$ Па; коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$; удельное сцепление $c = 10$ кПа; угол внутреннего трения $\varphi = 34^\circ$; угол дилатансии $\Psi = 4^\circ$; $R_{int} = 0,35$, для основания – табл. 6.3.3. При указанных характеристиках грунта ($p_0 \approx 250$ кПа) оболочки не могут не иметь заглубления в основание (п. 2.4, рис. 2.4.4): предварительно назначено заглубление $d = 4$ м, при этом для $d/H = 0,3$ сооружение остаётся гравитационным (массивным), так как $k_c = 0,96$ (ф-ла 2.4.1, по типу рис. 2.4.3).

Описание общего подхода к формированию математической модели любой системы «сооружение – основание» и анализу результатов, полученных на основе её использования, представлено на рис. 6.3.14. Данная конкретная система формируется с учётом алгоритма, сформированного для сооружений, содержащих в своём составе конструкции из заполненных оболочек [183].

Размеры области для моделирования системы приняты с учетом исключения влияния граничных условий на формируемое напряжённо-деформированное состояние в области анализа системы «сооружение-основание». Начальные размеры области моделирования ($x_{min} = -35$ м, $x_{max} = 35$ м, $y_{min} = -15$ м, $y_{max} = 15$ м) в ходе расчёта изменены ($y_{min} = -5$ м, $y_{max} = 5$ м) с целью оптимизации времени расчёта для компьютера средних возможностей. Для создания КЭ модели системы использовались 10-узловые конечные элементы в форме тетраэдра. Моделировалось двухмерное воздействие на оболочку в плоскости XZ , модель выполнена с применением программного комплекса Płaxis 3D.

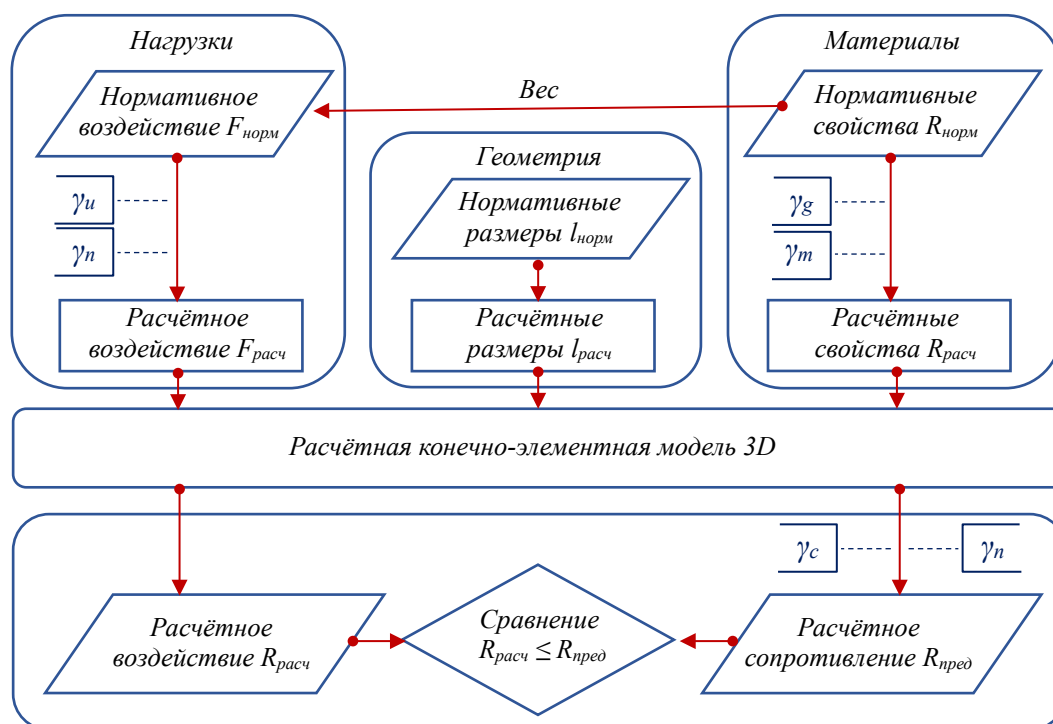


Рисунок 6.3.14 – Схема общего подхода к выполнению КЭ модели геотехнической системы и анализу результатов (по [159])

Описание модели грунтового основания

Грунтовое основание принято однородным, мощность с учётом размеров сооружения 30 м. В декартовой системе координат дневная поверхность модели основания лежит на отметке 0.000 м, а подошва модели слоя находится на отметке -30 м. Начало декартовой системы координат моделируемой системы лежит в точке с координатами x , y и z соответственно (0; 0; 0). Геометрическая модель однородного грунтового основания для секции сооружения представлена на рис. 6.3.15.

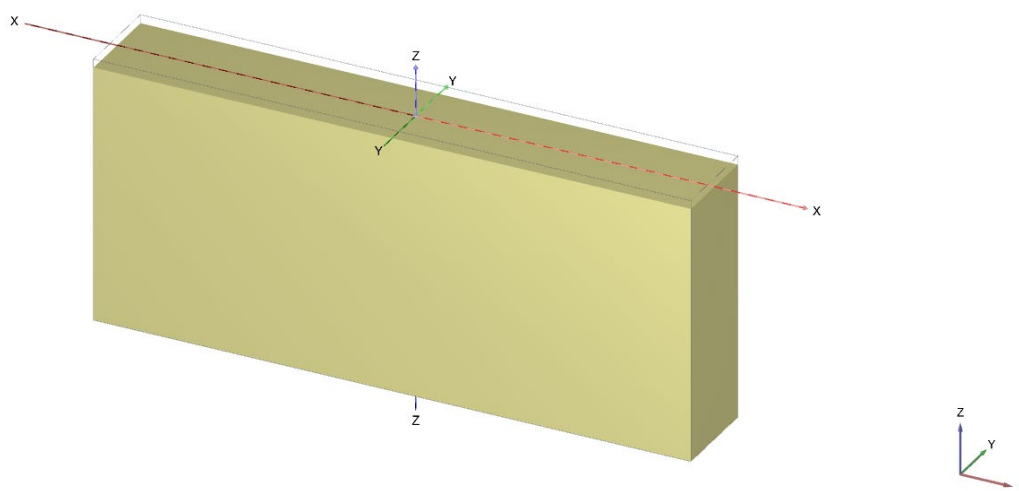


Рисунок 6.3.15 – Геометрическая модель грунтового основания

Набор материалов для моделирования НДС основания применяется к математической модели Мора-Кулона. Для моделирования НДС основания с выбранной математической моделью Мора-Кулона задавались расчётные параметры, приведенные в таблице 6.3.3.

Таблица 6.3.3 – Параметры набора материалов для моделирования грунта основания

<i>Параметр</i>	<i>Ед. изм.</i>	<i>Величина, примечание</i>
Модель материала	<i>б/р</i>	Мор-Кулон (МС)
Тип дренирования	<i>б/р</i>	Дренированный (Drained)
Цвет	<i>RGB</i>	161, 226, 232
γ_{unsat}	<i>кН/м³</i>	20
γ_{sat}	<i>кН/м³</i>	20
e_{mit}	<i>б/р</i>	0,5
<i>Rayleigh</i> α	<i>б/р</i>	0,06200
<i>Rayleigh</i> β	<i>б/р</i>	3,100E-3
ν	<i>б/р</i>	0,2
E_{oed}	<i>кН/м²</i>	3,601E+04
c'_{ref}	<i>кН/м²</i>	5
φ'	<i>град</i>	28
ψ	<i>град</i>	0

При динамическом расчете сооружения из заполненных грунтом оболочек необходимо учитывать демпфирование элементов системы. Для описания явления демпфирования грунта в наборе параметров приводятся коэффициенты Релея (*Rayleigh*) α и β (табл. 6.3.3) (см. раздел 3.3.2, ф-ла 3.3.12). В заданном диапазоне интересующих частот ($f = 0,1 \div 5$ Гц) для стальных конструкций оболочек задавалось 10 % демпфирование Релея, при этом константы демпфирования приняли следующие значения: $\alpha = 0,1232$ и $\beta = 6,240E-3$. Для массива грунта коэффициент демпфирования ζ принят равным 5 %, при этом константы демпфирования равны: $\alpha = 0,062$ и $\beta = 0,0031$. На рис. 6.3.16, а характеристика демпфирования грунта ζ при вычисленных параметрах Релея приведена в зависимости от частоты колебаний f .

При решении задачи в динамической постановке использован метод интегрирования Ньюмарка. Параметры интегрирования Ньюмарка α_n , β_n для обеспечения достаточной точности решения (см. раздел 3.3.2, ф-лы 3.3.10, 3.3.11) приняты равными $\alpha_n = 0,25$ и $\beta_n = 0,5$. Шаг интегрирования по времени рекомендуется принимать равным не более $1/5 \div 1/6$ от ожидаемого минимального периода собственных колебаний конструкции (для исключения возможности пропуска пикового значения). Значение шага интегрирования принято равным $\Delta t = 0.005$ с.

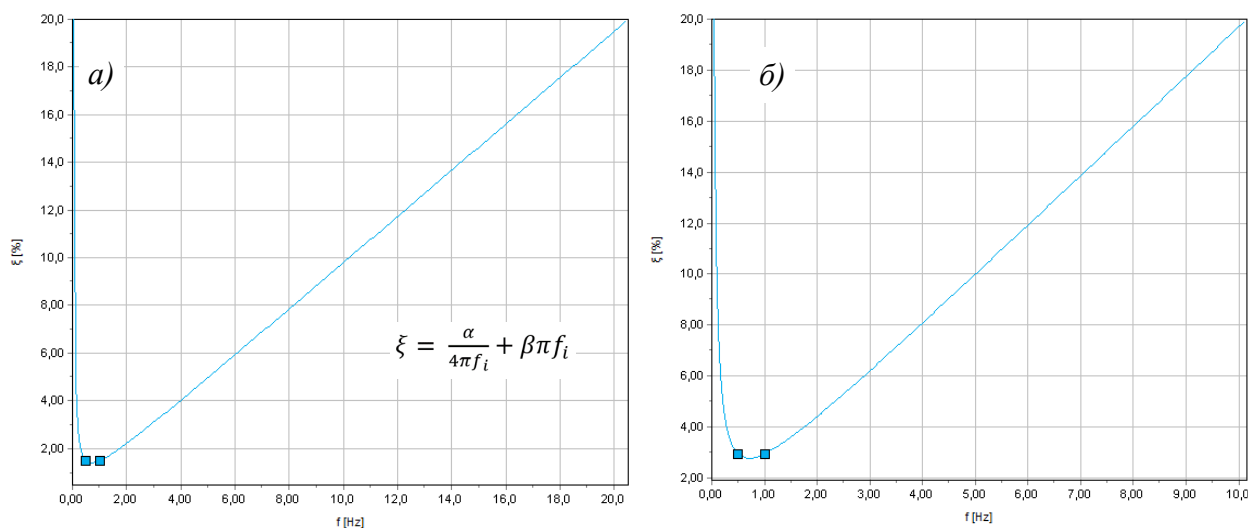


Рисунок 6.3.16 – Характеристика демпфирования: а – грунт; б – оболочка

Описание модели сооружения и условий контакта сред

Как было показано ранее (см. п. 6.3.1), назначение габаритов рассчитываемого фрагмента зависит не только от особенностей конструкции, приложения нагрузок и других объективных факторов, но и от возможностей вычислительной техники. Модель рассматриваемой в данном разделе конструкции может быть выполнена объёмным фрагментом из нескольких оболочек (рис. 6.3.17), но при этом необходимо иметь ввиду, что время собственно процесса вычисления может достигать нескольких суток даже при использовании сравнительно высокопроизводительных машин. Это обстоятельство в принципе приемлемо при реальном проектировании, но неудобно при исследовании модели, когда требуется часто изменять входные параметры.

К моделированию принята следующая расчётная секция сооружения: в пределах вертикальных отсекающих плоскостей, ограничивающих расчётную модель, помещается одна заполненная оболочка целиком и отсечённые части двух смежных оболочек в ряду (рис. 6.3.18). Оболочки смоделированы расчётным элементом типа «плита» *_plate*. По внутренней и внешней сторонам плитных элементов, моделирующих оболочки, заданы элементы взаимодействия *_interface* для моделирования условий контакта грунта с оболочкой, которое описывается безразмерным коэффициентом R_{inter} , принятым для контакта «оболочка-наполнитель» равным 0,35 (см. п. 4.3). Параметры набора материалов для моделирования НДС оболочки приведены в таблице 6.3.4.

Таблица 6.3.4 – Набор параметров моделирования оболочек

Параметр	Ед. изм.	Величина
Материал	\bar{b}/p	Сталь 14 мм
Цвет	<i>RGB</i>	0,0,255
Тип модели	\bar{b}/p	<i>Elastic</i>
t	m	0,014
γ	$\kappa H/m^3$	77,01
$E_1=E_2$	$\kappa H/m^2$	2,10E+08
ν'	\bar{b}/p	0,28
<i>Rayleigh α</i>	\bar{b}/p	0,1232
<i>Rayleigh β</i>	\bar{b}/p	6,240E-3

Свойства демпфирования стали при заданных числах Рейля охарактеризованы в зависимости от частоты колебаний (рис. 6.3.16, б).

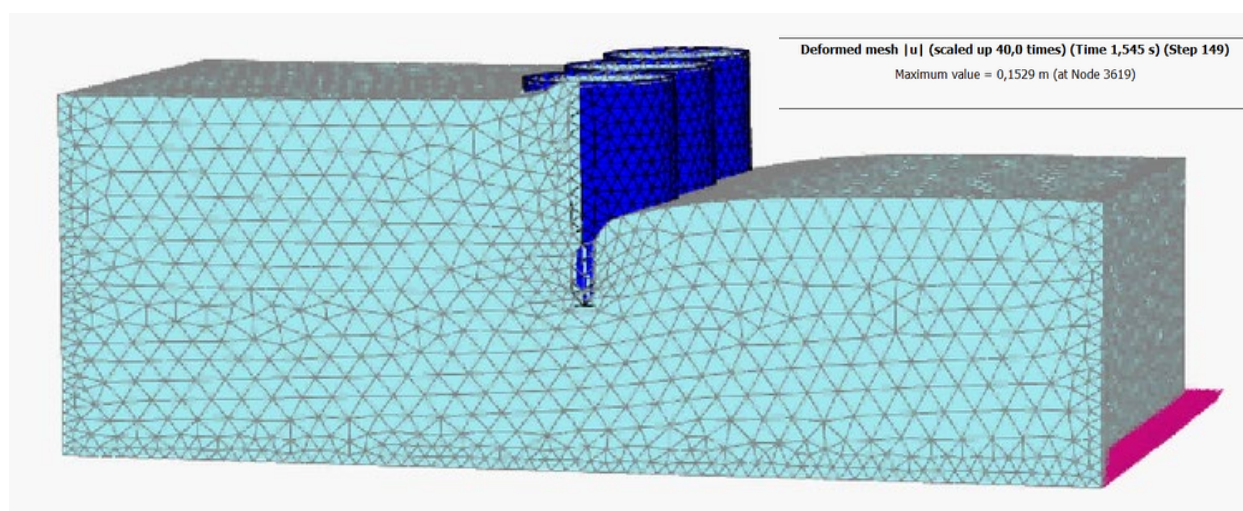


Рисунок 6.3.17 – Модель системы (фрагмент анализа результатов расчёта, анимация)

Для моделирования выемок и отсыпок в модели создана плоскость *_surface* в плоскости *XU* для рассечения ранее созданной модели грунтового основания и созданных объемов *_volume* внутри пространства, ограниченного моделями оболочек. Топологическая модель сооружения из заполненных оболочек (геометрия с учётом наборов материалов) представлена на рис. 6.3.18.

Для моделирования граничных условий при динамическом воздействии по граням модели, нормальным оси *x*, созданы контактные (интерфейсные) элементы, в том числе на нижней грани модели создан поверхностный элемент для генерации перемещений согласно заданному ряду значений *_surfdispl*, полученному на основе загруженных акселерограмм по двум компонентам – *X* и *Z*.

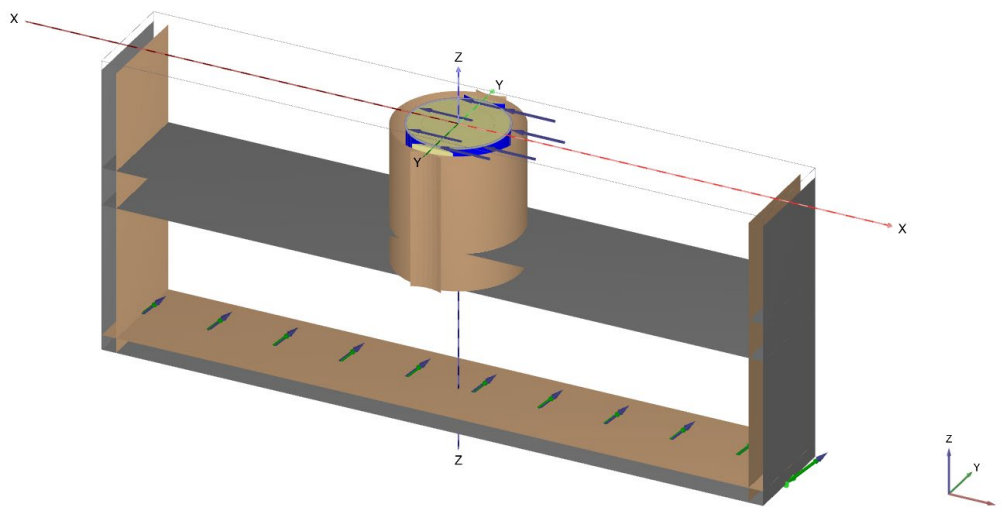


Рисунок 6.3.18 – Топологическая модель сооружения

Описание КЭ-модели системы «сооружение-основание»

Конечно-элементная модель системы генерировалась на основе созданной топологической модели системы «сооружение-основание». Детализация сетки задана очень тонкой (*very fine*), локальное измельчение к конечным элементам грунтового основания не применялось (фактор «грубости» сетки *coarseness factor (CF) = 1,0*). Для плитных элементов и интерфейсных элементов использовался $CF = 0,5$. Указанные зоны масштабирования конечных элементов представлены на рисунке 6.3.19.

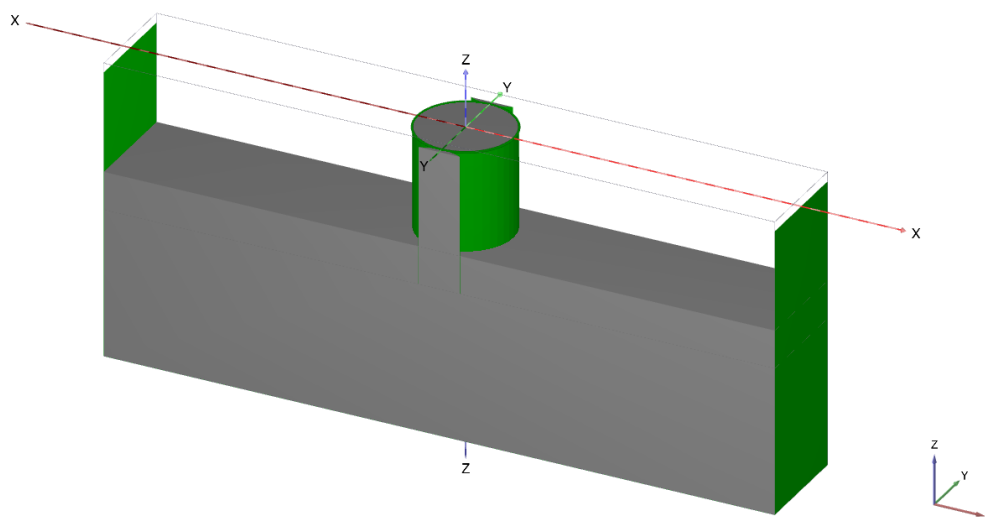


Рисунок 6.3.19 – Зоны измельчения/укрупнения конечных элементов модели

Гидростатическое давление и поровое давление в модели грунтового основания определяется отметкой гидростатического напора (*Head*). В случае эксплуатации сооружения в воде (гидротехника) принят уровень (- 1) м. Рассматривался также вариант подпорного сооружения: уровень (- 30) м. В результате получена область конечно-элементной модели

системы «сооружение-основание», представленная на рис. 6.3.20, которая содержит 33486 конечных элементов с 69423 узлами.

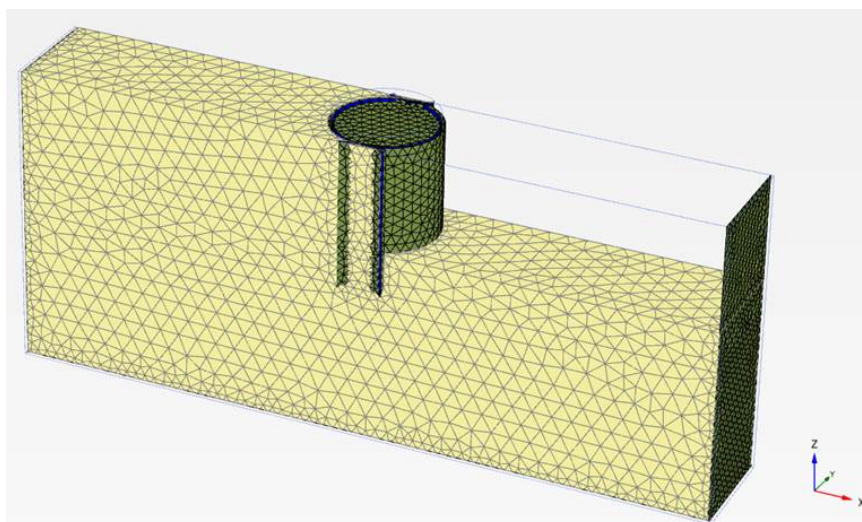


Рисунок 6.3.20 – Конечно-элементная модель геотехнической системы

Описание динамической нагрузки, вводимой в систему

Выполнено моделирование двухмерной динамической нагрузки на систему. В качестве примера для описания нагружения использовались акселерограммы землетрясения-аналога (Ранчо Элмор – *Elmor Ranch, 1987*), пересчитанные на дневную поверхность. К нижней грани модели (подошва нижнего слоя грунта) прикладываются компоненты перемещения, полученные на основе акселерограмм, представленных на рисунке 6.3.21, 6.3.22.



Рисунок 6.3.21 – Акселерограмма для генерации компоненты перемещений по оси X

Это произвольно выбранные акселерограммы, представляющие широкий спектр ускорений, соответствующих сейсмичности до 10 баллов (рис. 6.3.23).

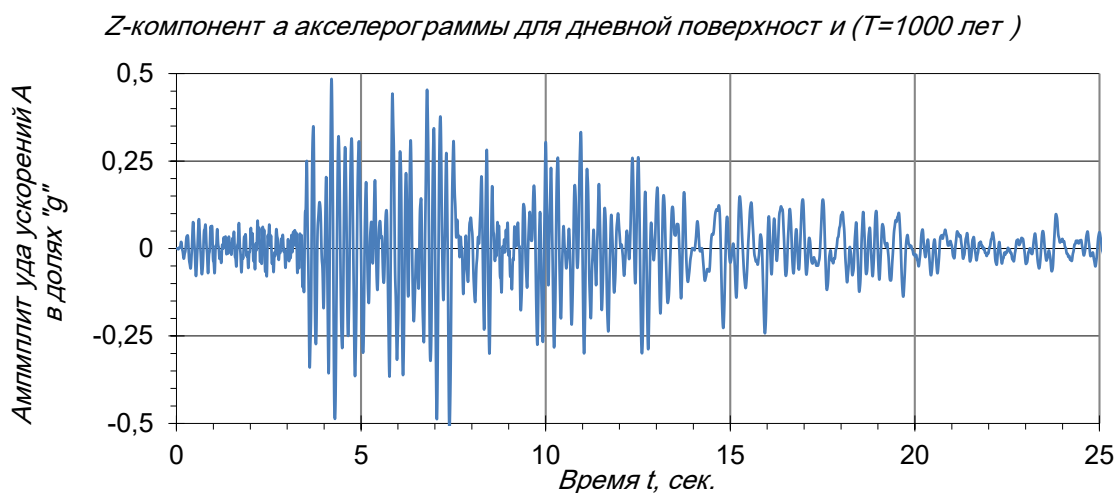


Рисунок 6.3.22 – Акселерограмма для генерации компоненты перемещений по оси Z

Задача проверки формируемой расчётной динамической модели сооружения состоит в оценке допустимости напряжений, деформаций и ускорений в контрольных точках системы при заданной сейсмичности. При подборе компонентов системы может быть решена и обратная задача: определение допустимой сейсмичности площадки строительства по результатам сопоставления полученных в результате расчёта ускорений элементов (контрольных точек) рассматриваемого сооружения с предельными значениями. Фиксируются те моменты времени, для которых ускорения контрольных точек сооружения достигают предельных значений. Для тех же моментов времени устанавливаются ускорения колебаний по заданным акселерограммам землетрясения и, соответственно, предельная сейсмичность площадки.

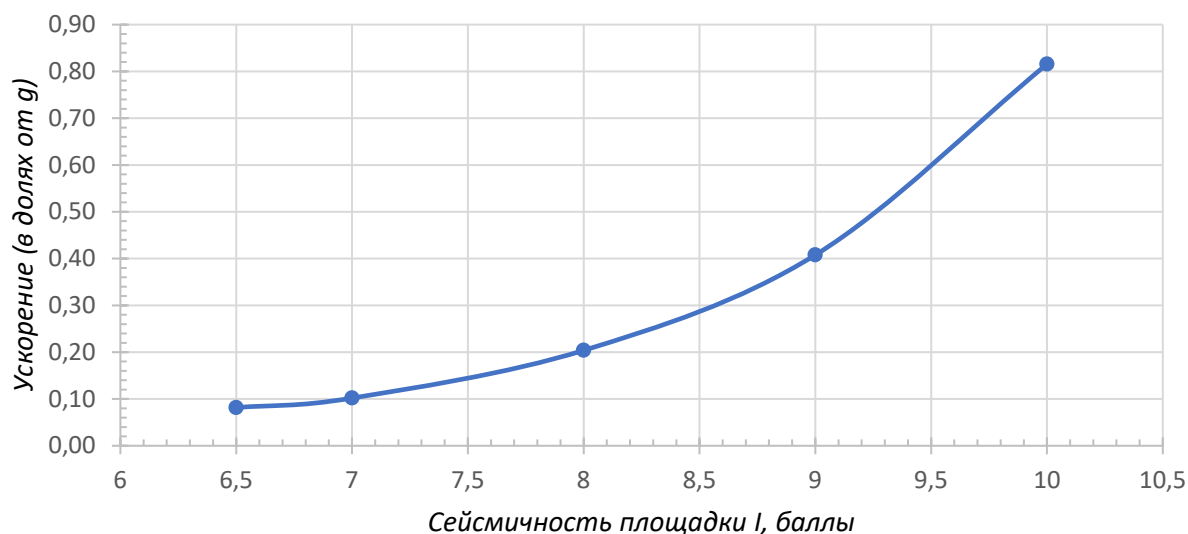


Рисунок 6.3.23 – Ускорения колебаний грунтов при соответствующей сейсмичности

Описание этапов моделирования НДС системы

Моделирование системы выполнено по основным этапам (фазам) в соответствии с методикой – см. п. 6.2.

Этап 1 – *Начальная фаза* – моделирование начальных напряжений от собственного веса элементов модели на основе заданных удельных весов и напора (рис. 6.3.24).

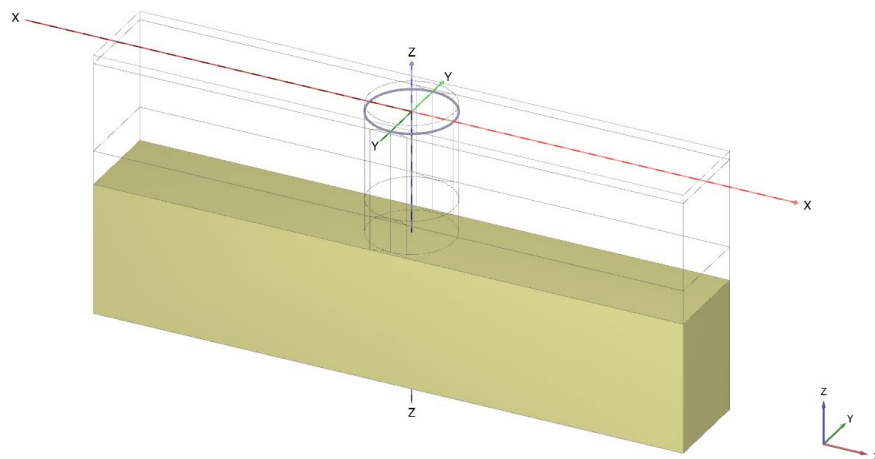


Рисунок 6.3.24 – Элементы модели на начальном этапе

Этап 2 – *Установка оболочек* – следует «обнулить» перемещения, полученные на предыдущей фазе при сохранении сгенерированных напряжений. Активируются элементы оболочки *_plate* и контактного слоя *_interface*, а также массив, моделирующий грунт *_soilvolume* мощностью слоя $d = 4$ м, описывающий заглубление оболочки в основание (рис. 6.3.25).

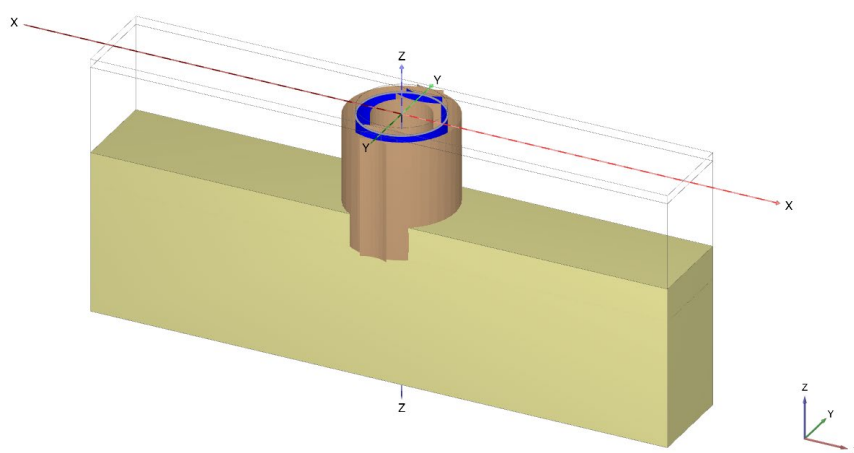


Рисунок 6.3.25 – Активные элементы модели (этап 2)

Этап 3 – *Заполнение оболочек* – моделируется послойная засыпка оболочек по их обреза, активированием элементов *_soilvolume* (рис. 6.3.26 а). В случае наличия подпора грунта (рис. 6.3.26 б) последовательно слоями той же мощности формируется обратная засыпка.

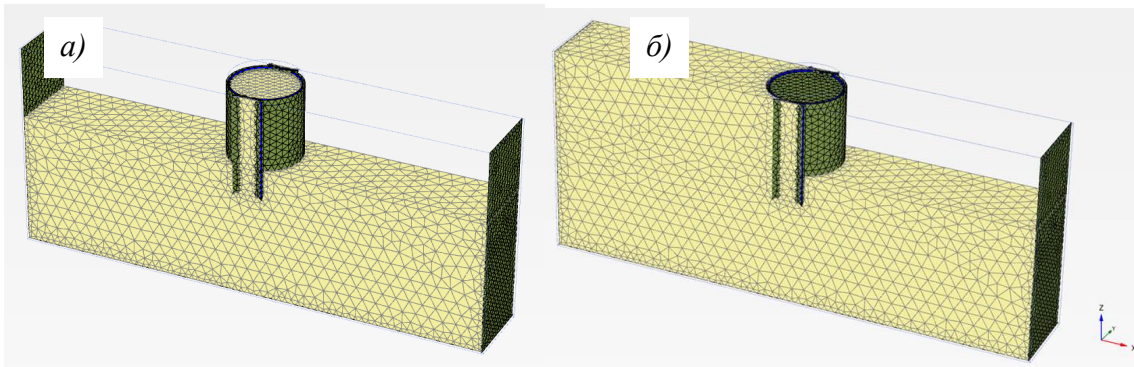


Рисунок 6.3.26 – Активированные элементы модели (этап 3): а – без подпора грунта; б – с подпором грунта

Этап 4 – Обратная засыпка – активируются элементы *_soilvolume* удерживаемого оболочками внешнего объёма грунта при наличии подпора грунта (рис. 6.3.27 а, б).

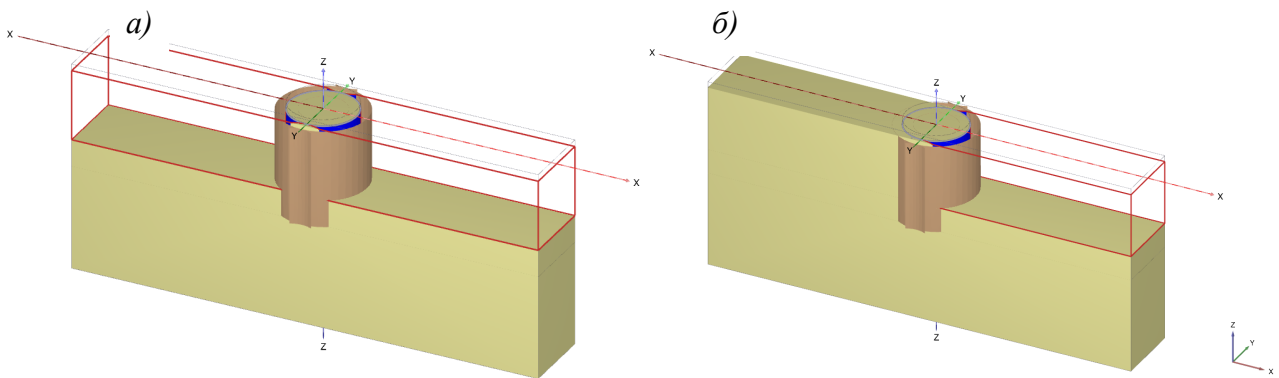


Рисунок 6.3.27 – Активные элементы модели (этап 4): а – без подпора грунта; б – с подпором грунта

Этап 5 – Динамика – активация перемещений по низовой грани модели грунтового основания для моделирования сейсмического воздействия согласно загруженным коэффициентам A_g (рис. 6.3.28).

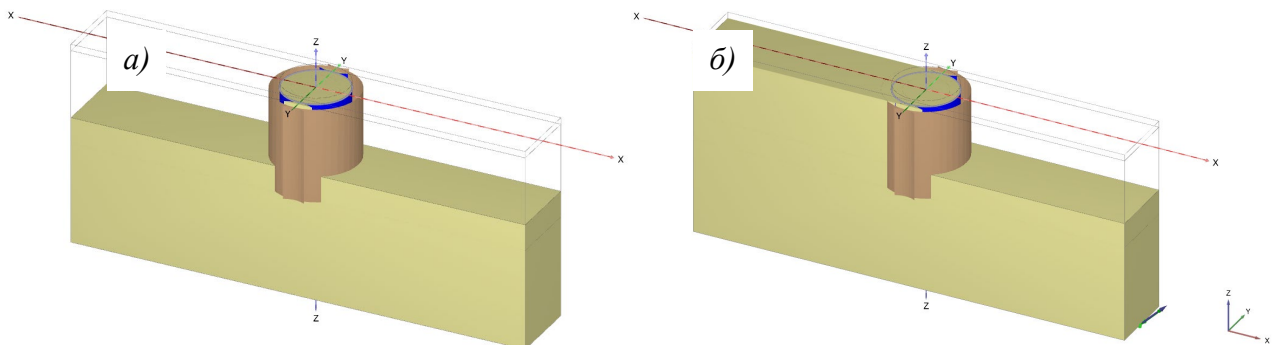


Рисунок 6.3.28 – Активные элементы модели (этап 5): а – без подпора грунта; б – с подпором грунта

Контрольные точки

Для анализа результатов перед расчетом следует назначить контрольные точки на плитных элементах, моделирующих оболочку. Обозначение и рекомендуемое местоположение выбираемых для анализа контрольных точек (узлов) приведено на рис. 6.3.29. Координаты контрольных точек (узлов), в окрестностях которых выбраны узлы конечно-элементной модели для анализа результатов данного динамического расчета, приведены в табл. 6.3.5.

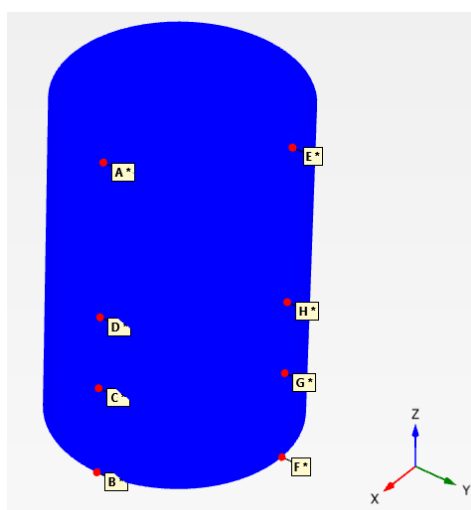


Рисунок 6.3.29 – Расположение на оболочке контрольных точек (узлов)

Таблица 6.3.5 – Координаты (м) выбранных для анализа узлов модели (контрольных точек)

Наименование	X	Y	Z
Узел А	5	0	0
Узел В	5	0	-14.5
Узел С	5	0	-10.5
Узел D	5	0	-7.25
Узел E	0	5	0
Узел F	0	5	-14.5
Узел G	0	5	-10.5
Узел H	0	5	-7.25

Результаты численного моделирования (PCM)

В разделе приводятся сведения о деформированном и напряженном состоянии грунтового основания и заполненной тонкостенной цилиндрической оболочки, полученные в результате численного моделирования на этапе, предшествующем моделированию динамических воздействий.

На рис. 6.3.30 представлены изополя горизонтальной составляющей перемещений геотехнической системы.

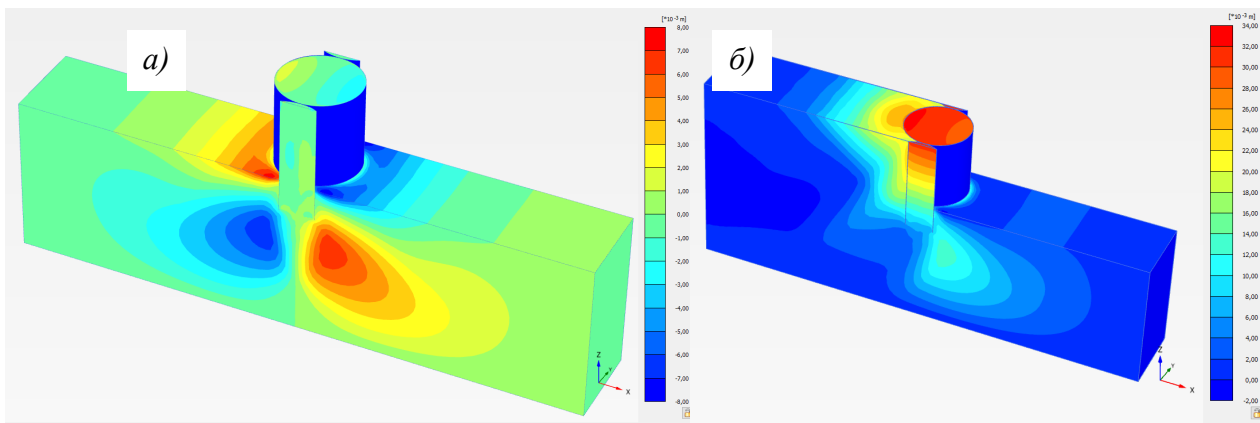


Рисунок 6.3.30 – Горизонтальные перемещения системы u_x : основание / в уровне оголовка: а – \max 0,8 см / \max 0,3 см; б – \max 1,5 см / \max 3,26 см

На рис. 6.3.31 представлена горизонтальная компонента перемещений оболочки.

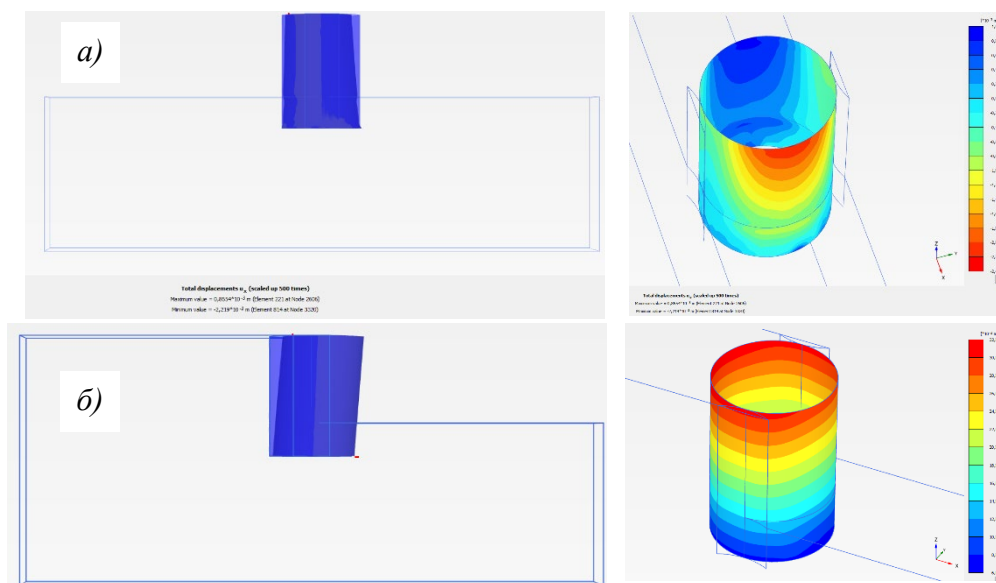


Рисунок 6.3.31 – Горизонтальные перемещения u_x оболочки, а – \max - 0,22см; б – \max 3,2 см

На рис. 6.3.32, 6.3.33 представлены горизонтальная и вертикальная компоненты нормальных эффективных напряжений грунта в глобальной системе координат соответственно.

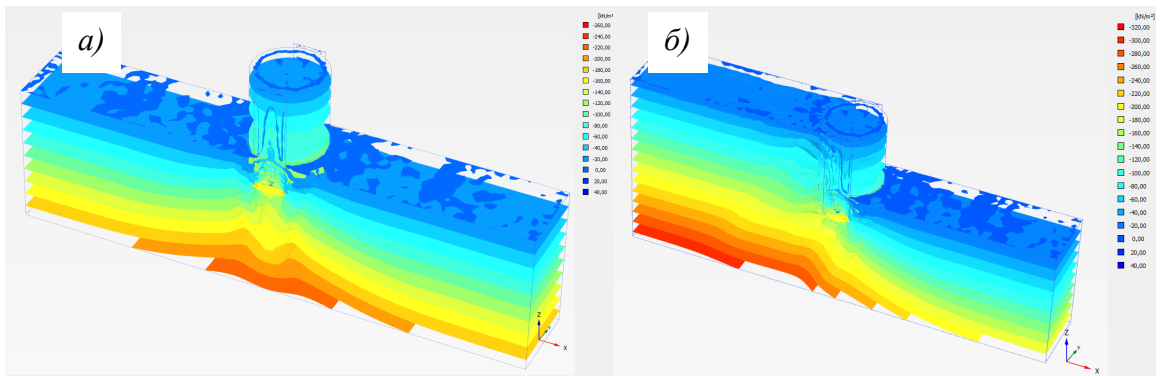


Рисунок 6.3.32 – Вертикальная компонента общих нормальных эффективных напряжений $\sigma_{z.min}$ в грунте в глобальных осях: а – $\min -255$ кПа; б – $\min -309$ кПа

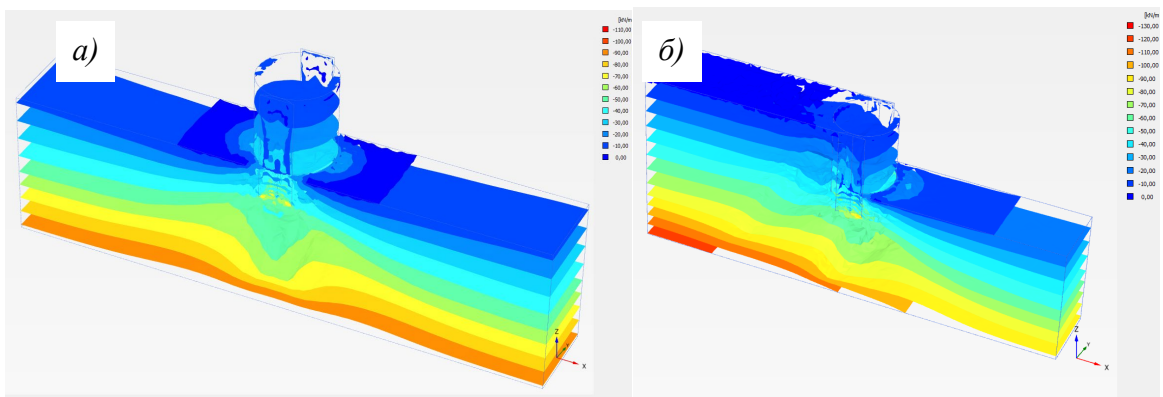


Рисунок 6.3.33 – Горизонтальная компонента общих нормальных эффективных напряжений $\sigma_{x.min}$ в грунте в глобальных осях, а – $\min -100.4$ кПа; б – $\min -120.5$ кПа

На рисунке 6.3.34 отражены полученные в результате расчёта касательные напряжения в грунте.

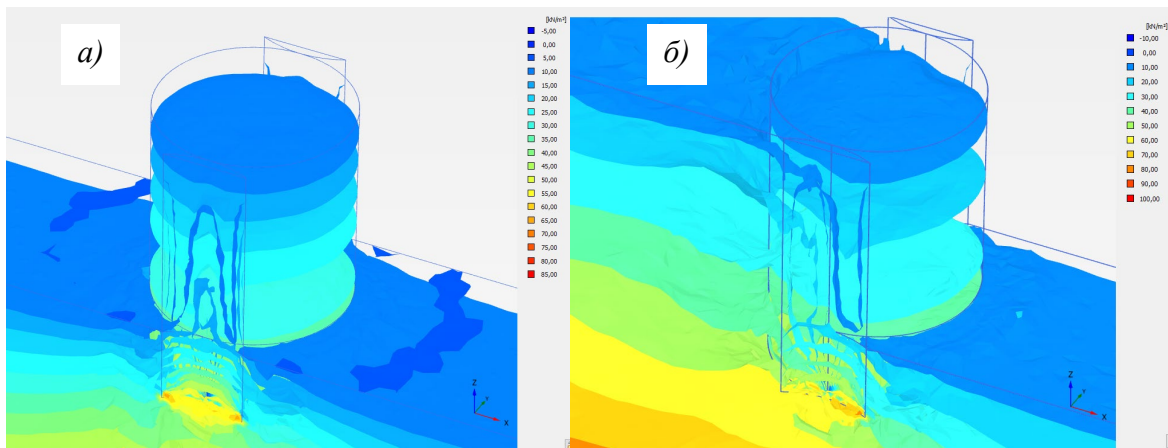


Рисунок 6.3.34 – Максимальные касательные напряжения τ_{max} в грунте: а – 85.6 кПа; б – 105.2 кПа

На рисунке 6.3.35 представлены области развития пластических деформаций в грунте наполнителя и основания.

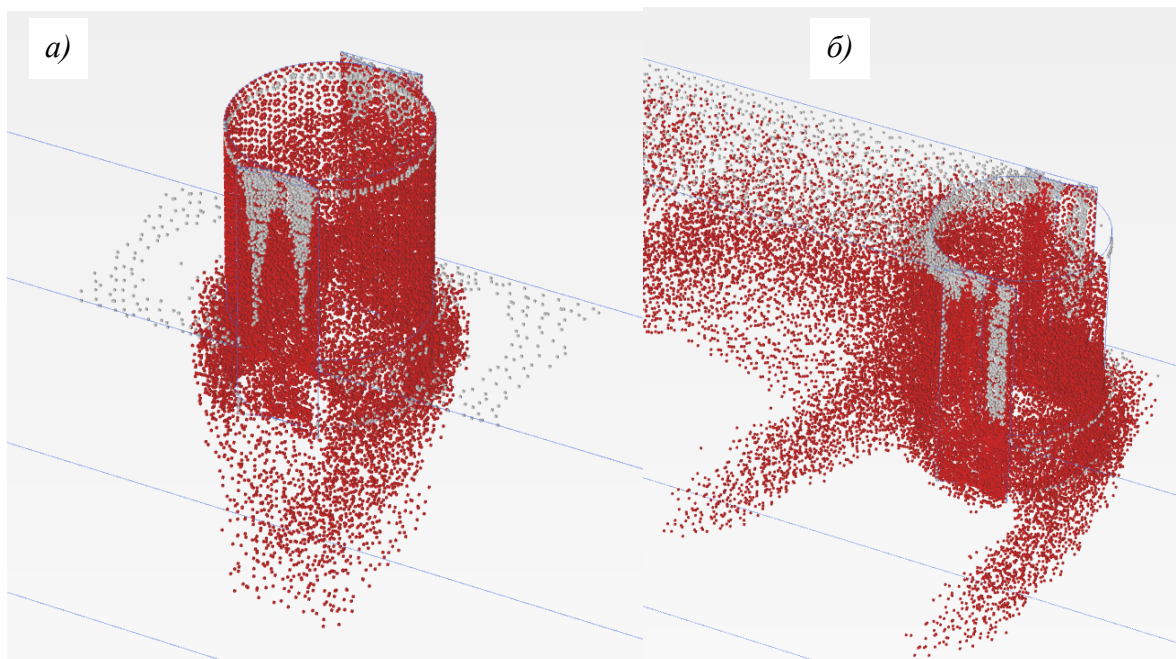


Рисунок 6.3.35 – Области зарождения и развития сдвиговых деформаций (красн.) и возникновения растягивающих напряжений (сер.): а – без подпора; с подпором

В рамках анализа результатов расчёта следует привести изополя нормальных и касательных напряжений на контакте грунта с оболочкой. На рисунках 6.3.36 и 6.3.37 приведены соответственно радиальные и продольные растягивающие и сжимающие усилия в оболочке.

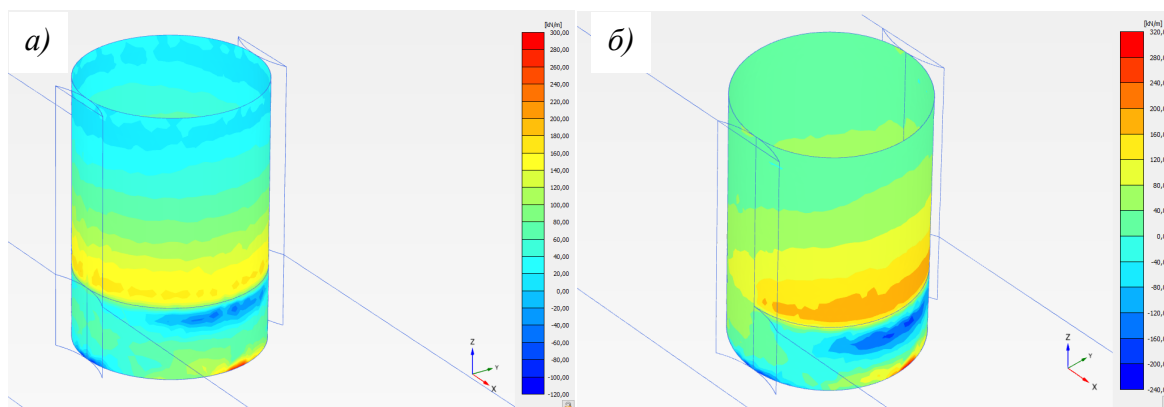


Рисунок 6.3.36 – Радиальные осевые силы N_1 в оболочке: а - [-284.9, 102.8] кН/м;
б - [-208.5, 309.1]

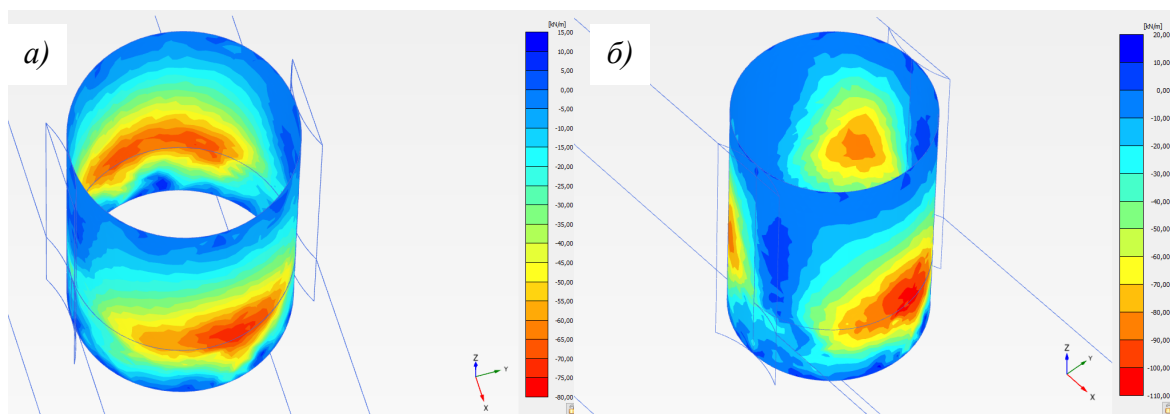


Рисунок 6.3.37 – Продольные осевые силы N_2 в оболочке: а - [-74.97;10.66] кН/м;
б - [-105.5;12.66] кН/м

В случае, если решается задача в статической постановке, на данной стадии полученные перемещения характерных точек системы, напряжения в грунте и оболочке сопоставляются с допустимыми значениями (п. 6.2). Наличие необходимых исходных данных (см. выше) позволяет далее перейти к динамическому расчёту.

Динамическое поведение системы (РДМ)

При пятнадцатисекундном сейсмическом воздействии, описываемом введёнными акселерограммами (рис. 6.3.21, 6.3.22) при заданных характеристиках демпфирования материалов (рис. 6.3.16) определены перемещения контрольных точек системы (рис. 6.3.38, 6.3.39).

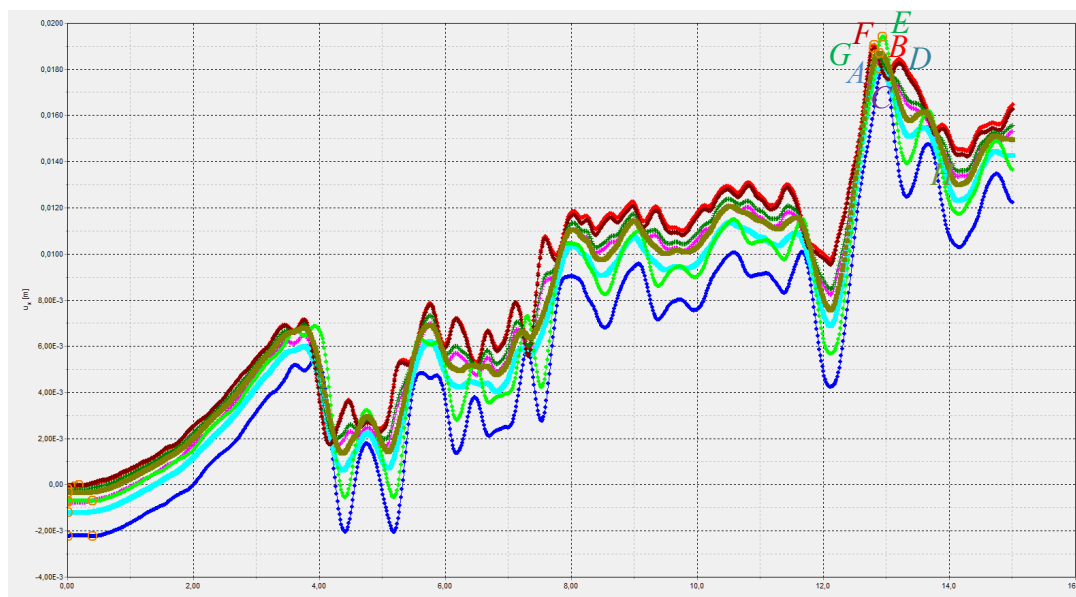


Рисунок 6.3.38 – Горизонтальные перемещения узлов оболочки за время воздействия
(отдельно стоящая оболочка)

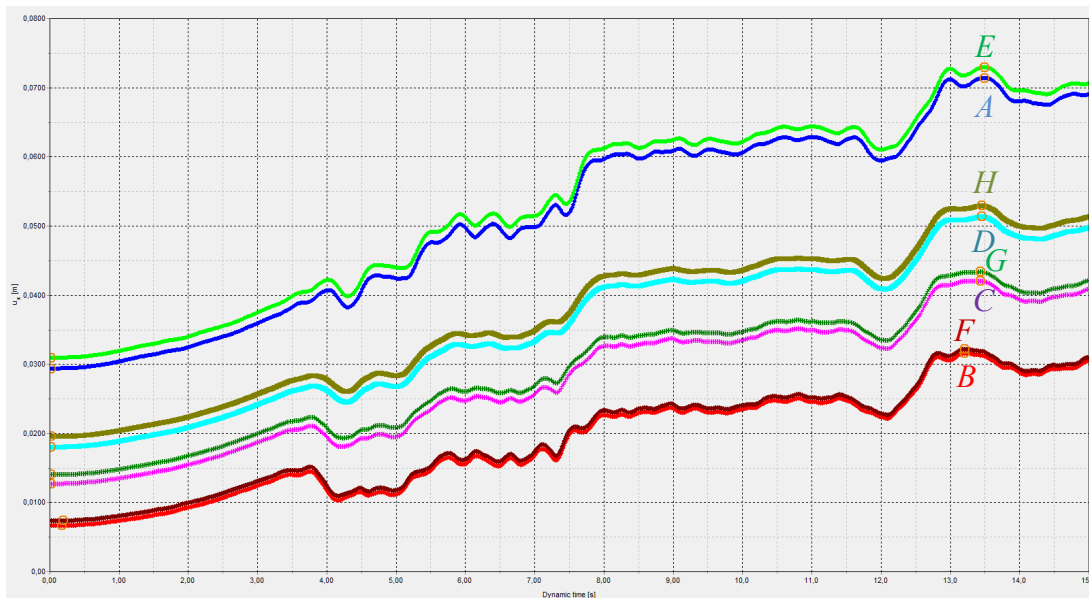


Рисунок 6.3.39 – Горизонтальные перемещения узлов оболочки за время воздействия (с подпором грунта)

Поведение системы при сейсмическом воздействии хорошо иллюстрируется средствами анимации:

- для отдельно-стоящей оболочки: <https://youtu.be/JqxiXVAb0ys>
- при подпоре грунта: <https://youtu.be/Bc8v7hfGg5k>

Конечные перемещения верха конструкции, полученные при статическом расчёте (3,26 см), развиваются и достигают 7,22 см, увеличиваясь более чем в 2 раза (рис. 6.3.40), что в общем является допустимым в условиях сейсмической нагрузки при заданной высоте сооружения [367], [14]).

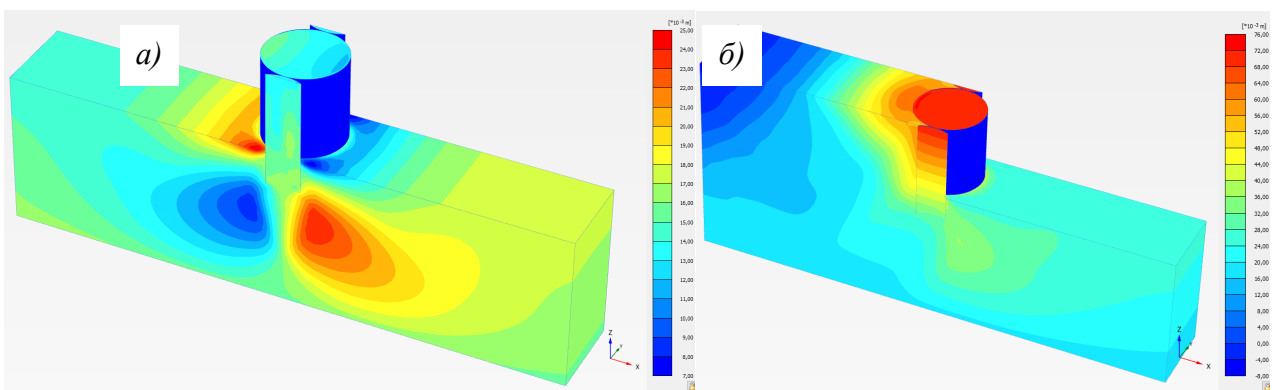


Рисунок 6.3.40 – Горизонтальные перемещения системы на 15 с: а – max 1,16 см, б – max 7,22 см

При наличии более жёстких ограничений на величину допустимых перемещений (например, допуски при работе установленного оборудования, например – кранового) и невыполнении условия непревышения допустимых перемещений, геометрия системы должна быть изменена (увеличение заглубления оболочки d в основание). Области сдвигов грунта (в т.ч. численная, обусловленная КЭМ) показаны на рис. 6.3.41.

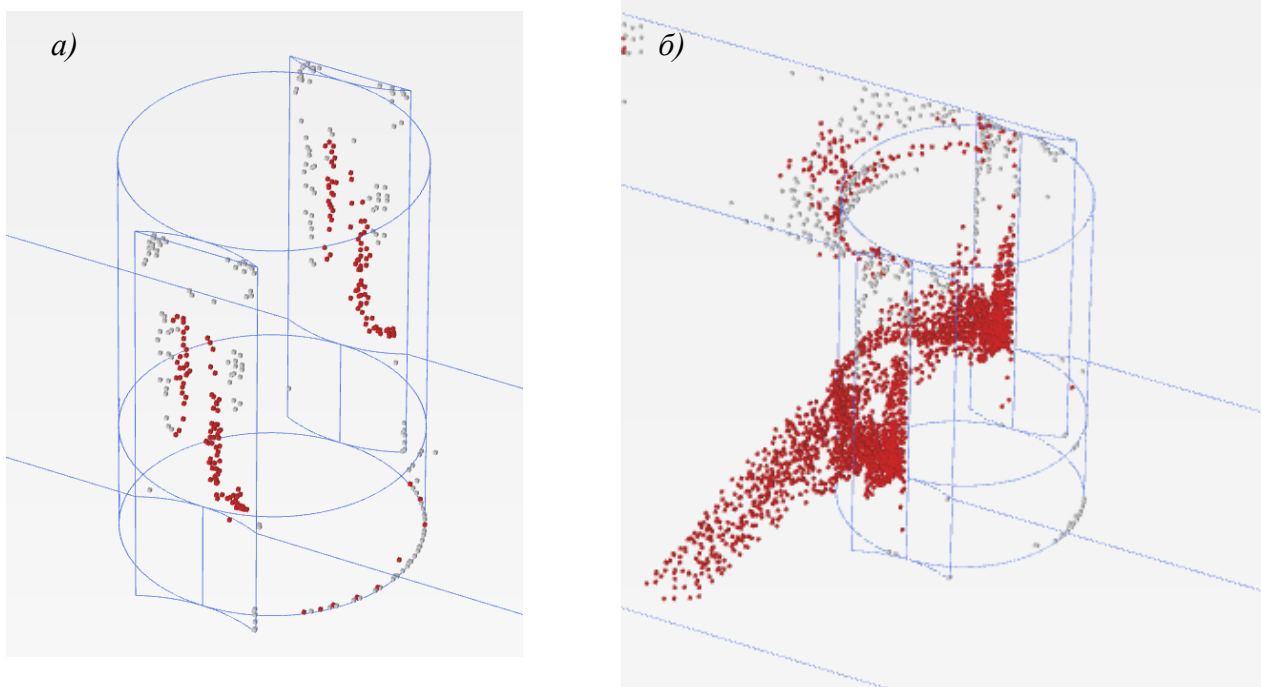


Рисунок 6.3.41 – Области сдвигов грунта
a – без подпора грунта; *б* – с подпором

Анализ результатов моделирования показывает, что пластические деформации (сдвиги) в рассматриваемой системе зарождаются и развиваются в основном вне наполнителя оболочки: в удерживаемом грунте обратной засыпки. Явление «разжижения» грунта внутри оболочки при динамическом воздействии происходит прежде всего в локальных областях на контакте оболочки с наполнителем, а также в области контакта нижнего торца оболочки с основанием (рис. 6.3.41).

Значения скоростей контрольных узлов оболочки при динамическом воздействии приведены на рис. 6.3.42. Значения ускорений контрольных узлов оболочки при динамическом воздействии приведены на рис. 6.3.43.

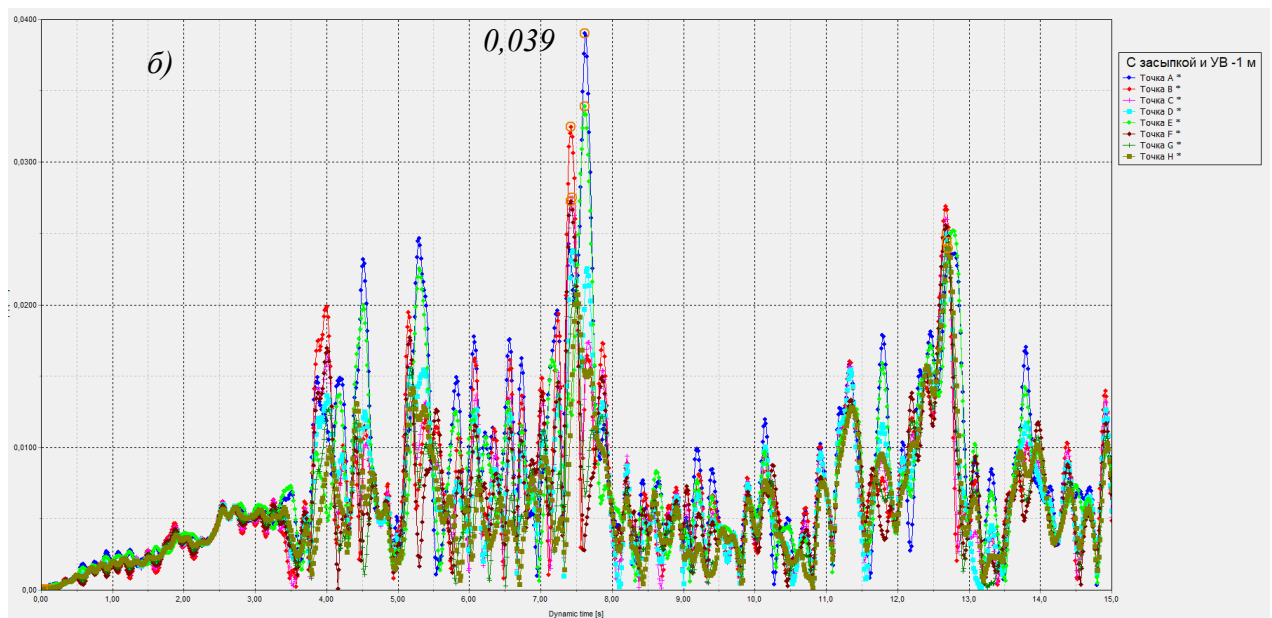
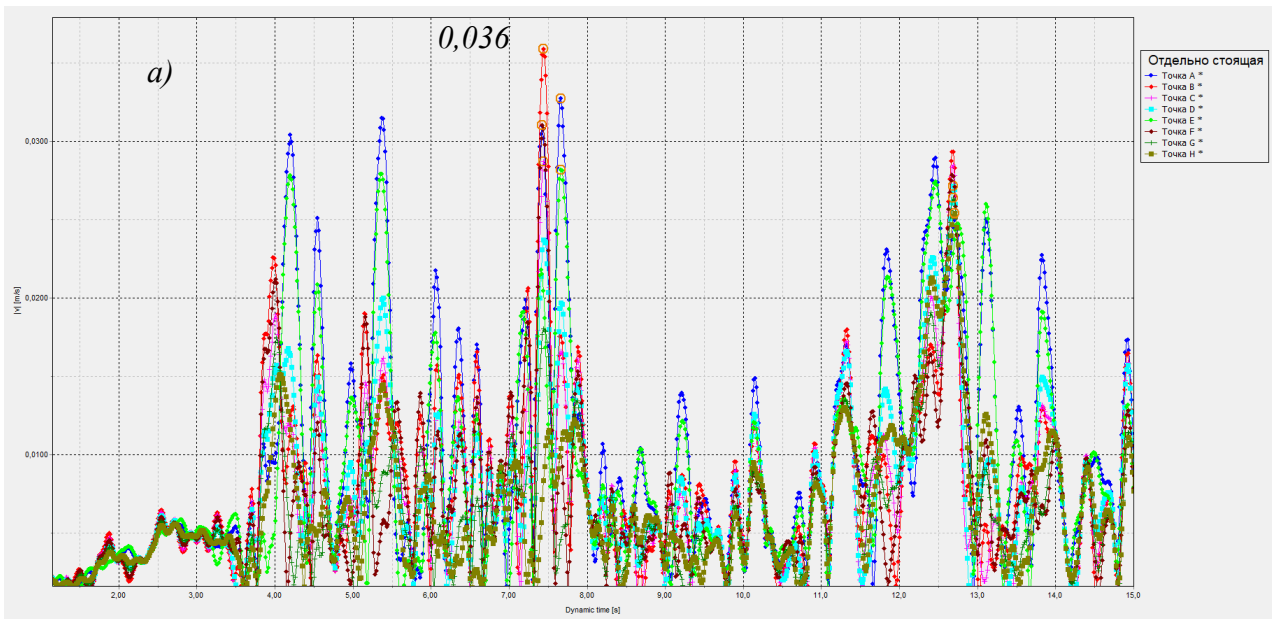


Рисунок 6.3.42 – Скорость контрольных узлов оболочки во время воздействия (м/с): а – без подпора грунта; б – с подпором

В случае наличия специальных требований по допустимым ускорениям элементов системы в процессе сейсмического воздействия (сохранность оборудования, элементов инфраструктуры, инженерных систем, коммуникаций, складированных материалов и др.) может быть также проведена оценка поведения сооружения по величине вычисленных ускорений элементов (контрольных точек), а также ограничена допустимая сейсмичность для принятой конфигурации сооружения.

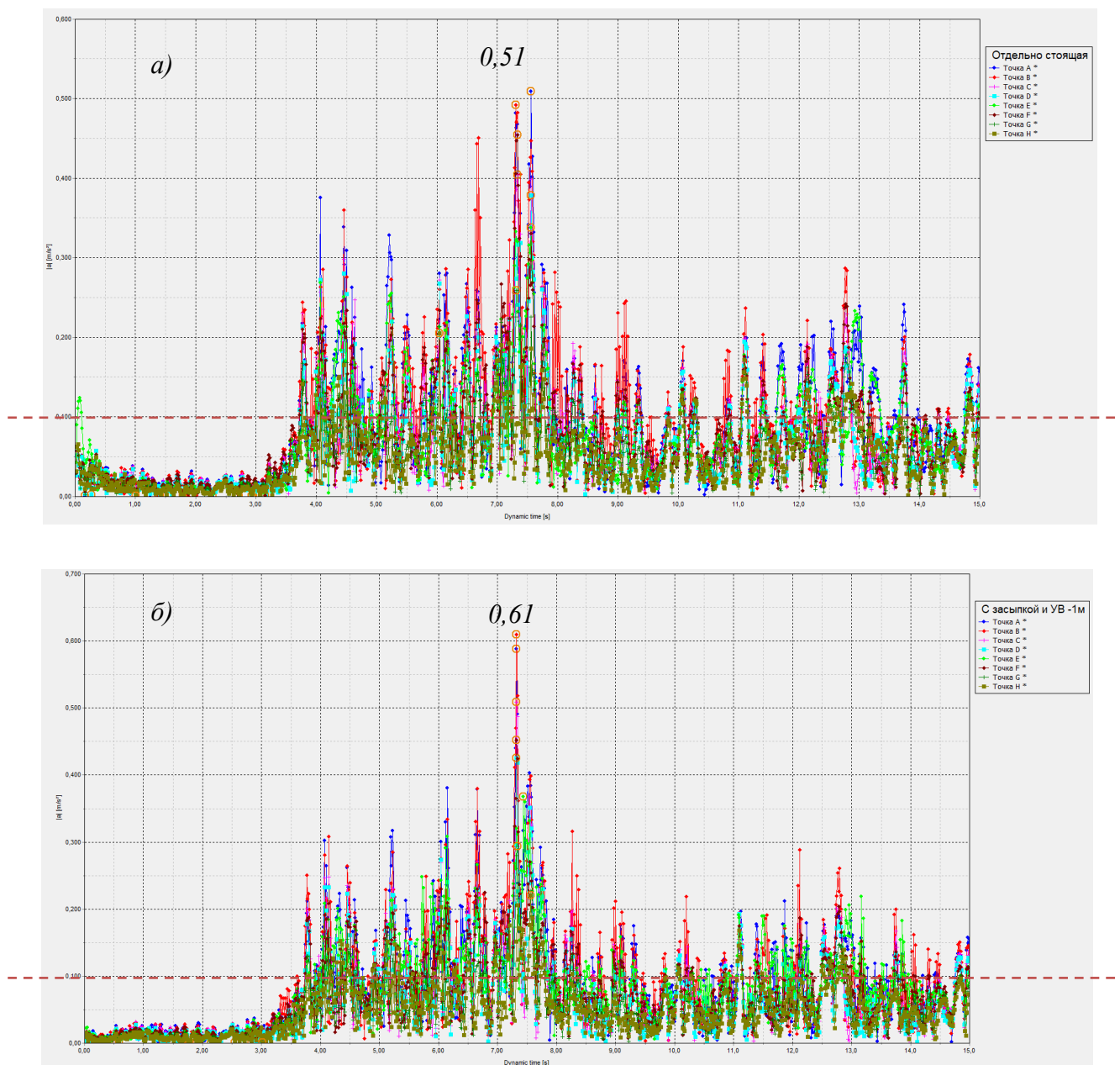


Рисунок 6.3.43 – Ускорения контрольных точек (узлов) оболочки во время воздействия (m/s^2): а – без подпора грунта; б – с подпором

Для этого вычисленные ускорения контрольных точек сооружения (рис. 6.3.43) поставлены в зависимость от интенсивности достигаемого в соответствующий момент времени сейсмического воздействия (сейсмичности I соответствуют значения ускорений колебаний поверхности грунта на исходных акселерограммах: рис. 6.3.21, 6.3.22 → рис. 6.3.23). Таким образом при необходимости по заданному предельному значению ускорений в элементах сооружения может быть установлена допустимая интенсивность сейсмического воздействия (рис. 6.3.44).

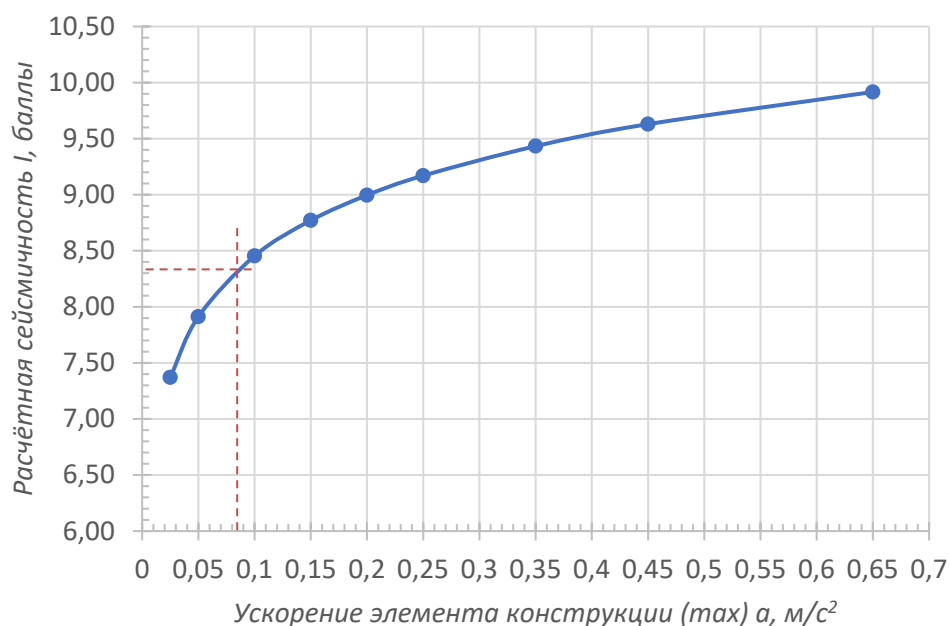


Рисунок 6.3.44 – Ускорения элементов при соответствующей сейсмичности площадки

Пределы значений ускорений колебательного движения оговариваются, например, для высотных зданий [9, п. 1.12, 328 и др.], определяемые уровнем комфорта жизнедеятельности человека. Для гидротехнических сооружений предельные значения ускорений могут быть установлены исходя из соображений возможности безопасной эвакуации людей, обеспечения допустимых условий функционирования критического оборудования, допустимых повреждений и др. К примеру, если величина предельного ускорения для конкретного сооружения установлена $0,1 \text{ м/с}^2$, то при условии соответствия достигаемых перемещений и возникающих напряжений в элементах системы допредельным значениям, эксплуатация рассматриваемого сооружения возможна при сейсмичности площадки до 8,5 баллов (рис. 6.3.44), что соответствует ускорениям на площадке до $0,3g$. Исследования обосновывают известные косвенные рекомендации к предварительному выбору расчётных схем причальных и подпорных сооружений в условиях сейсмичности территорий [10, 321].

Результаты исследований модели используются при оценке возможности возведения сооружений из заполненных оболочек на сейсмоопасных территориях. При заглублении сооружения в основание (нескальные грунты II категории по сейсмическим свойствам) для $d/H = 0,25$ предельная величина сейсмичности площадки может достигать $8 \div 8,5$ балла. В случае грунтов I категории при отсутствии требований по предельным ускорениям элементов допустимая сейсмичность может быть повышена (рис. 6.3.44).

6.4. Выводы по Главе 6

1. В разделе сформирована последовательность расчёта сооружений из заполненных грунтом оболочек при статических и динамических нагрузках. Алгоритм расчёта построен на основе анализа нормативных методик расчёта, в разной степени охватывающих процесс проектирования конструкций из заполненных оболочек.

2. Предложенная последовательность расчётного моделирования сооружений из заполненных оболочек расширена введением процедуры проверки и редактирования параметров системы, которая предполагает увязку на ранних стадиях проектирования исходных параметров системы с заданными грунтовыми условиями (на основе предложенной теоретической модели оценки устойчивости сооружения).

3. Последовательность расчёта содержит также модуль формирования модели напряжённо-деформированного состояния сооружения, включающий построение конечно-элементной трёхмерной модели сооружения, с последующим уточнением параметров системы и окончательным выводом о сохранении эксплуатационных качеств сооружения в течение заданного периода времени.

4. Отдельно рассмотрена «встроенная» в общий алгоритм методика формирования расчётной динамической модели системы «оболочка – наполнитель – основание». Приведён пример моделирования условий эксперимента и пример построения полномасштабной модели. Выполнено расчётное исследование полученной модели на примере сооружения из ряда заполненных оболочек. Исследование обосновывает предварительный выбор расчётных схем причальных и подпорных сооружений с учётом заданной сейсмичности территорий. Результаты применимы к использованию при оценке возможности возведения сооружений из заполненных оболочек на сейсмоопасных территориях: определена зависимость предельно возможной величины сейсмичности площадки от допустимых величин перемещений и напряжений в элементах, с учётом принятых пределов ускорений элементов сооружения.

5. Приведены методики и рассмотрены особенности расчёта основных нагрузок на оболочечные сооружения с внутренним наполнителем. Приведённые методики определения нагрузок адаптированы применительно к заполненным оболочкам и используются при отсутствии соответствующего инструмента при формировании численных моделей, либо как альтернатива для их проверки.

6. Показана необходимость учёта цикличного приложения ледовых нагрузок при определении деформаций и напряжений в элементах рассматриваемой системы «заполненная оболочка – сжимаемое основание». Предложен способ учёта цикличности приложения

ледовой нагрузки, предлагается методика последовательного моделирования одного и более цикла нагружения с целью определения деформаций сооружения и напряжений в теле оболочки и в грунте основания в период эксплуатации.

Глава 7. Конструктивные и технологические решения гидротехнических сооружений из заполненных грунтом оболочек

7.1. Потенциал применения и направления развития технических решений в гидротехнике

Анализ истории развития конструктивных и технологических решений с использованием пустотелых заполненных грунтом элементов (п. 1.1, 1.2) показывает, что внедрение заполненных грунтом оболочек для решения инженерных задач в различных областях строительства проходит постепенно, по мере развития математического аппарата и его адаптации для практических целей, вычислительных возможностей техники, технологии строительного производства и расширения традиционных представлений об области применения конструкции, характерных для той или иной строительной отрасли. По причине объективных трудностей расчётного обоснования таких конструкций, допустимая (обоснованная) область их применения ограничивается и в части расчётных условий, и в части функционального назначения сооружений. Приняты ограничения по материалу, размерам, свойствам наполнителя, характеристикам основания, расчётной сейсмичности и другим параметрам (п. 1.4). В результате объективно достаточно хорошо нормативно обоснованными являются решения в части причальных сооружений сравнительно небольших размеров, при небольших глубинах, для прочных слабосжимаемых оснований (для $\varphi > 30^\circ$, $E_0 > 20$ МПа, $R > 0,3$ МПа), при ограничении свойств наполнителя (песчаный грунт) и диапазона допускаемых нагрузок, определяемых функцией сооружения [13, 15, 16, 17 и др.].

При этом условные ссылки на высокий потенциал данных конструкций сохранились [10 и др.], в результате чего область применения расширялась, а решения зачастую переходили в область уникальных. Происходит это благодаря весомым положительным качествам конструкции, среди которых важнейшими являлись и остаются её экономическая эффективность, технологичность и универсальность (п. 1.2 работы). На практике дополнительные (страховочные) запасы эксплуатационных качеств обеспечивались введением дополнительных усиливающих конструктивных решений: например, устройством свай внутри контура оболочки, прорезающих наполнитель и погружённых в подстилающие, более прочные слои грунта (как, например, при возведении угольного пирса в порту Восточном).

Стремительное повышение производительности вычислительной техники в настоящее время позволило в полной мере использовать положительные стороны численных методов расчёта, строить детализированные численные модели сооружений для широкого круга расчётных условий. При этом требуется как верификация базовых моделей материалов, реализованных в расчётных комплексах, так и настройка (калибровка) и верификация базовых моделей сооружений (валидация). Построенная в данной работе методика расчёта сооружений из заполненных грунтом оболочек позволяет сделать шаг вперёд и обоснованно выходить за пределы традиционной области применения таких конструкций: в части функции сооружения, материала элементов, инженерно-геологических условий, климатических условий применения.

Функция сооружений, конструктивное решение

В гидротехнике появляется возможность расчётного обоснования оградительных сооружений с применением заполненных грунтом оболочек, относящихся к категории гравитационных (п. 2.4), в сочетании с сооружениями откосного типа. Конструктивные решения причальных сооружений могут быть применены при больших глубинах (8 м и более), с учётом вариативности при назначении формы и компоновки оболочек в плане (п. 2.3) и по высоте. Автором предложена конструкция причальной набережной из оболочек высотой H до 20 м, устанавливаемых на расстоянии до $0,25D$ друг от друга с устройством между оболочками подводного откоса (рассматривается на стадии предпроектных проработок строительства опорной базы берегового обеспечения шельфовых проектов в Арктической зоне РФ, порт Мурманск). Автором проработаны также варианты формирования ступенчатых конструкций из заполненных грунтом блоков-оболочек, применимых при формировании набережных, укреплении русел ручьёв и рек (применено на трассе Владивосток – Порт Восточный), элементов слипов (применено в б. Нарва Приморского края) и укреплении дорожных насыпей и устоев мостов (применено на трассе Де-Фриз – Седанка и др.).

Появилась возможность отказа от устройства дополнительных элементов, не обоснованных расчётом и выполняемых из соображений компенсации неполноты расчётного моделирования. Например, при перепроектировании и расчёте пирса на о. Беринга (Командорские острова) расчётом обоснована возможность отказа от устройства дополнительных свай внутри оболочки. Для случая полугравитационных (полумассивных) конструкций, образуемых защемлением оболочек в основание, область применения расширяется благодаря возможности применения верифицированных механических моделей грунта основания, достаточно полно описывающих особенности их поведения под нагрузкой, в совокупности с расширением спектра определяемых в результате инженерно-геологических изысканий прочностных и деформационных параметров моделей.

Материал оболочки и наполнителя

Помимо стали ввиду появления новых высокопрочных композиционных материалов на основе цементных вяжущих, а также в результате развития технологии производства монолитных конструкций, железобетон становится вполне применимым при возведении тонких оболочечных конструкций (с соблюдением требуемых соотношений размеров конструкции t/R [312]). Примером этому могут служить появления решений с применением монолитных железобетонных оболочек значительного диаметра при тонких стенках [301]. В качестве наполнителя могут быть применены различные материалы, соответствующие по своим характеристикам модели сыпучего тела при условии обеспечения соответствующей материалу оболочки долговечности и сохранения свойств наполнителя в течение всего периода эксплуатации сооружения. В частности, существуют примеры применения при формировании искусственных территорий и островов коагулированного мусора [294], что открывает возможности для его применения в качестве наполнителя пустотелых конструкций в строительстве, а также для формирования обратных засыпок. При этом основным материалом наполнителя оболочки остаётся крупнообломочный грунт, который в условиях трудностей с добычей и доставкой грунта нужной фракции может быть уложен в оболочку послойно, перемежаясь с грунтом более доступным в заданных условиях (что отражено, например, при расчёте и проектировании пирса на о. Беринга, где нижняя часть оболочек заполнена крупнообломочным грунтом крупной фракции, верхняя часть сформирована щебенисто-дресвяным грунтом). Вообще результаты работы позволяют рассматривать широкий спектр принимаемых материалов наполнителя и оболочки, увязывая соотношение их деформационных характеристик с размерами сооружения (п. 2.5) с целью сохранения сооружения в классе «оболочек с наполнителем» и, как следствие, использования преимуществ конструкций этого класса. Другое направление развития конструктивных решений – перераспределение материала в верхнем строении (оголовке) конструкции: как показывают сравнительные расчёты, оголовок может закрывать оболочку не полностью, а частично, что незначительно отражается на эксплуатационных качествах конструкции, но приводит к снижению капитальных затрат.

Климатические условия

В общем существующие ограничения на применение конструкций из заполненных оболочек в сейсмически активных регионах могут быть во многом преодолены благодаря возможности расчётного обоснования с применением последовательности прямого динамического моделирования. В результате область применения рассматриваемых конструкций может быть расширена для климатических условий Арктики и Субарктики.

Российский сектор арктического шельфа условно можно разделить на Западный и Восточный относительно архипелага Северная Земля [281]. Западная часть шельфа представлена морями: Баренцево (включая внутреннее Белое море и Печорское море) и Карское. К восточной части шельфа относится побережье моря Лаптевых, Восточно-Сибирского и Чукотского морей. К субарктическому шельфу относят побережья дальневосточных морей: Берингово и Охотское, а также побережье острова Сахалин.

Далее кратко охарактеризованы инженерно-геологические и ледовые условия шельфа российского сектора Арктики на примере наиболее исследованных морей её западной и восточной части, а также шельфа субарктических морей [64, 292]:

- продолжительность времени в году с отрицательными температурами: 10÷12 месяцев;
- минимальная температура воздуха: $-45^{\circ}\text{C} \div -56^{\circ}\text{C}$;
- максимальная скорость ветра 30 ÷ 50 м/с;
- минимальная температура морской воды $-1,8^{\circ}\text{C} \div -1,83^{\circ}\text{C}$;
- преобладающая высота волны: 1 ÷ 7 метров.

Средняя («фоновая») сейсмичность для класса причальных и оградительных сооружений морских портов находится в диапазоне 5÷6 баллов по шкале MSK-64 для западного арктического шельфа, 6÷9 баллов для шельфа восточной Арктики и субарктического побережья [292].

Исследования показывают (п. 6.3), что за счёт совместной работы оболочки с наполнителем конструкция обладает высокими демпфирующими свойствами, и при наличии ограничений по ускорению элементов может быть применена в условиях, соответствующих 8 – 8,5 балльности, а при отсутствии строгих ограничений по ускорениям – и более. Автором выполнены поверочные расчёты вариантов конструкции пирса на Командорских о-вах для условий 10-11-балльной сейсмичности.

Инженерно-геологические условия

Рекомендуемые инженерно-геологические условия для возведения сооружений из заполненных грунтом оболочек ранее ограничивались прочными слабосжимаемыми (преимущественно крупнообломочными и скальными) грунтами, с устройством искусственных оснований с улучшенными характеристиками («каменных постелей») [13, 15, 16, 17 и др.]. Разработанные методики (Гл. 5) позволяют более полно учитывать прочностные характеристики грунта (в том числе удельное сцепление), и вести расчётное обоснование оснований, сложенных более слабыми (в том числе пылевато-глинистыми) грунтами. Актуальность таких решений возрастает в свете расширения задач развития транспортной инфраструктуры страны, которые теперь во многом распространяются на регионы, для

которых характерны сравнительно сложные грунтовые условия. При этом большое внимание уделяется возведению новой и расширению существующей инфраструктуры (в том числе портовой) арктической (в том числе шельфовой) зоны.

Грунтовые условия шельфа морей западной Арктики более изучены, чем её восточной части [281]. В целом арктический шельф характерен неоднородностью грунтов: неравномерные наслоения илистых грунтов, затем значительные толщи глин, суглинков, супесей и песков, включающих прослойки и линзы мёрзлых грунтов. Грунты, как правило, находятся в водонасыщенном состоянии. На поверхности температура грунта близка к 0⁰C. Как правило, в пределах акватории вечномёрзлые породы могут быть встречены только в прибрежной зоне на глубине от 10 м и более от поверхности грунта. По мере удаления от берега в сторону моря кровля мёрзлых пород обрывается, образуя замкнутый выступ [330]. Грунтовые условия шельфа субарктических морей в среднем более благоприятны: у поверхности дна залегают рыхлые образования мощностью в несколько метров, подстилаемые прочными галечниковыми и щебенистыми грунтами [292]. Совершенствование расчётных методик и технологических возможностей погружения в грунт основания тонких (цельных, либо составленных из шпунта) оболочек с возможностью прорезания линз мёрзлого грунта (в том числе за счёт подмыва – п. 7.3) позволяет рассматривать такие конструкции при решении задач проектирования причальных и подпорных сооружений в грунтовых условиях Арктики и Субарктики.

Развитие теории и практики расчётного обоснования, расширение набора конструктивных решений, возможность варьирования материала оболочки и наполнителя, более широкий диапазон допустимых климатических и инженерно-геологических условий расширяет спектр возводимых с применением заполненных грунтом оболочек сооружений как в части функционального назначения, так и в части «географии» их распространения, в том числе на шельфовые зоны и территории с высокой сейсмической активностью. Дальнейшие исследования направлены на обоснование и разработку новых конструктивных и связанных с ними технологических решений в части взаимодействия заполненной оболочки с основанием, поскольку технологичность процесса установки сооружения на основании является важным фактором, напрямую влияющим на решение о применении конструкции.

7.2. Способ повышения устойчивости сооружений введением опорной консоли

7.2.1. Определение оптимальной ширины опорной консоли

Постановка задачи

Наиболее слабым звеном в цепи восприятия и передачи нагрузки в рассматриваемой системе при внецентренном нагружении оболочки является грунт основания, расположенный непосредственно под нижним торцом оболочки. Исследования проводятся с целью разработки и расчётного обоснования конструктивного решения опорной части оболочки, позволяющего обеспечить более равномерное распределение напряжений в грунтовом основании на контакте с оболочкой, а также конструктивно обеспечить соблюдение расчётной глубины погружения оболочки в несущий слой грунта при её монтаже. Предлагается выполнить опорную часть оболочки с применением опорной консоли, представляющей собой полку, опирающуюся на грунт основания нижней гранью (рис. 7.2.1).

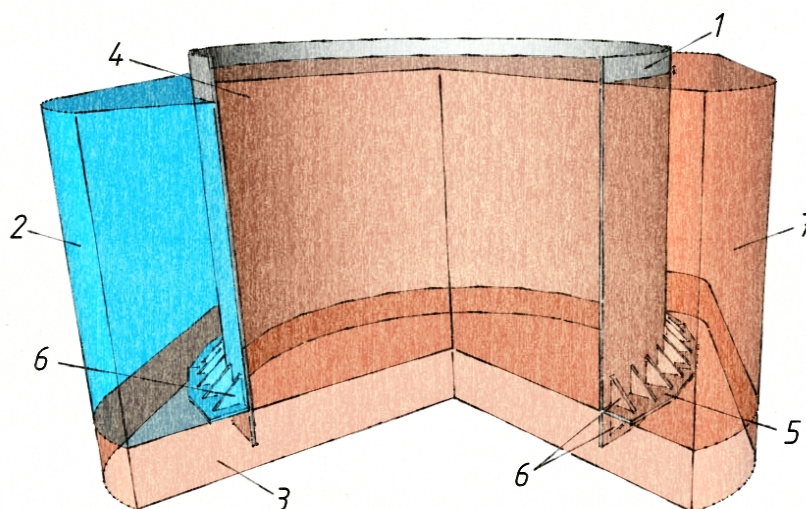


Рисунок 7.2.1 – Схема расположения опорной консоли 1 – оболочка; 2 – экватория; 3 – грунт основания, 4 – наполнитель оболочки; 5 – опорная консоль; 6 – рёбра жёсткости; 7 – окружающий грунт

В плане консоль представляет собой пояс, повторяющий форму наружного контура оболочки (кольцо – в случае кругового очертания оболочки). Конструктивное решение

опорной части оболочки в виде опорного кольца имеет ряд преимуществ, которые выгодно выделяют его среди других конструктивных решений. К таким преимуществам можно отнести [196, 186]:

- обеспечение устойчивости оболочки без увеличения ширины сечения (диаметра), что особенно важно при строительстве подпорных и причальных сооружений;

- опорная консоль служит дополнительным приспособлением для соблюдения точности установки конструкции в проектное положение при монтаже на грунтовое основание;

- отсутствие необходимости модернизации и переоснащения оборудования для производства и монтажа оболочечных конструкций;

- отсутствие необходимости проведения дорогостоящих водолазных работ для монтажа дополнительных конструктивных элементов, предназначенных обеспечить устойчивость конструкции;

Несмотря на указанные преимущества на сегодняшний день нет рекомендаций по назначению рациональной ширины опорного кольца для оболочечных сооружений, а также отсутствуют какие-либо данные о влиянии данного конструктивного элемента на напряженно-деформированное состояние грунта основания.

Задача определения оптимальной ширины опорной консоли может быть решена на основе исследования зависимости величины и распределения напряжений в основании заполненной оболочечной конструкции, испытывающей внецентренное нагружение.

Определение оптимальной ширины опорной консоли с учётом распределения напряжений в основании заполненной оболочки

С использованием построенной численной модели заполненной оболочки изучен вопрос влияния размеров опорной консоли на величину напряжений, вычисляемых для наиболее нагруженной области основания. Сопоставлены результаты вычислений для опорной части цилиндрической оболочки с переменной шириной опорной консоли B . В расчётах отношение ширины консоли к диаметру (B/D) варьировалось в пределах от 0,02 до 0,1. Оболочка испытывает внецентренное нагружение в результате действия активного давления грунта q и сосредоточенной силы F , приложенной в верхнем уровне конструкции, и имитирующей горизонтальную составляющую нагружения (величина ≈ 500 кН) – рис. 7.2.2. Значения нагрузок и все прочие условия помимо конструкции опорной части для всей серии расчётов остаются неизменными.

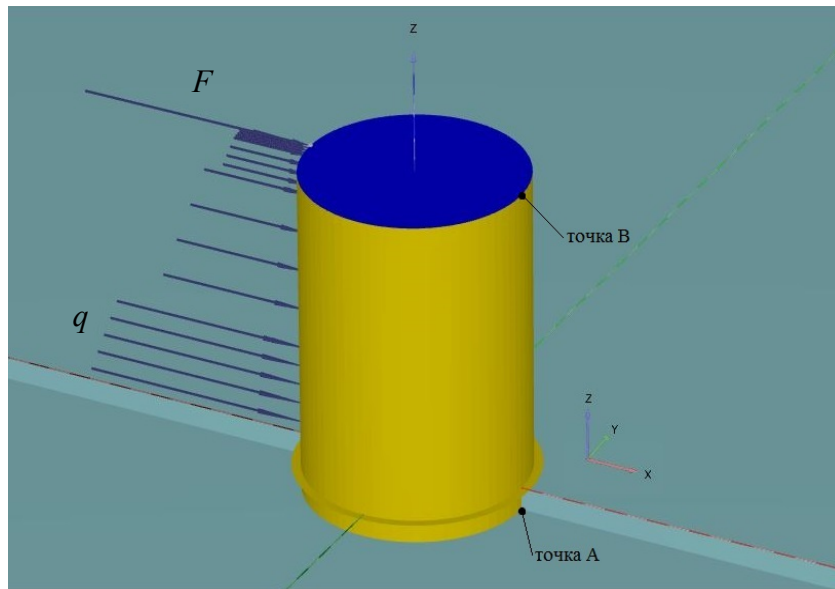


Рисунок 7.2.2 – Общий вид модели заполненной оболочки с опорной консолью

В результате серии вычислений построена зависимость величины максимальных напряжений в грунте (точка А) от вылета опорной консоли (отношение ширины опорного кольца к диаметру оболочки) – рис. 7.2.3.

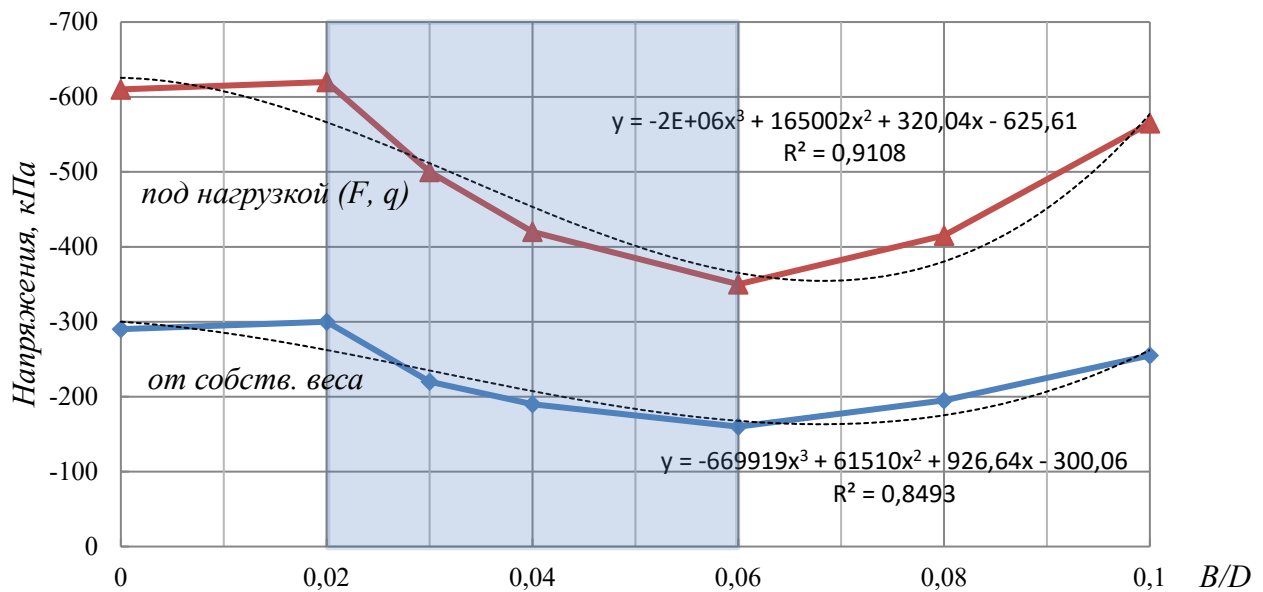


Рисунок 7.2.3 – Напряжения в основании в зависимости от вылета опорной консоли

Указанная точка *A* расположена в зоне контакта нижнего торца стенки оболочки с грунтом основания в области, для которой наиболее вероятно наступление предельного состояния для грунта, которое повлечет за собой потерю общей устойчивости сооружения. На рис. 7.2.4 изображен график зависимости «полное перемещение – отношение ширины опорного кольца к диаметру оболочки», соответствующий точке *B* (рис. 7.2.2), для которой ожидаются наибольшие перемещения.

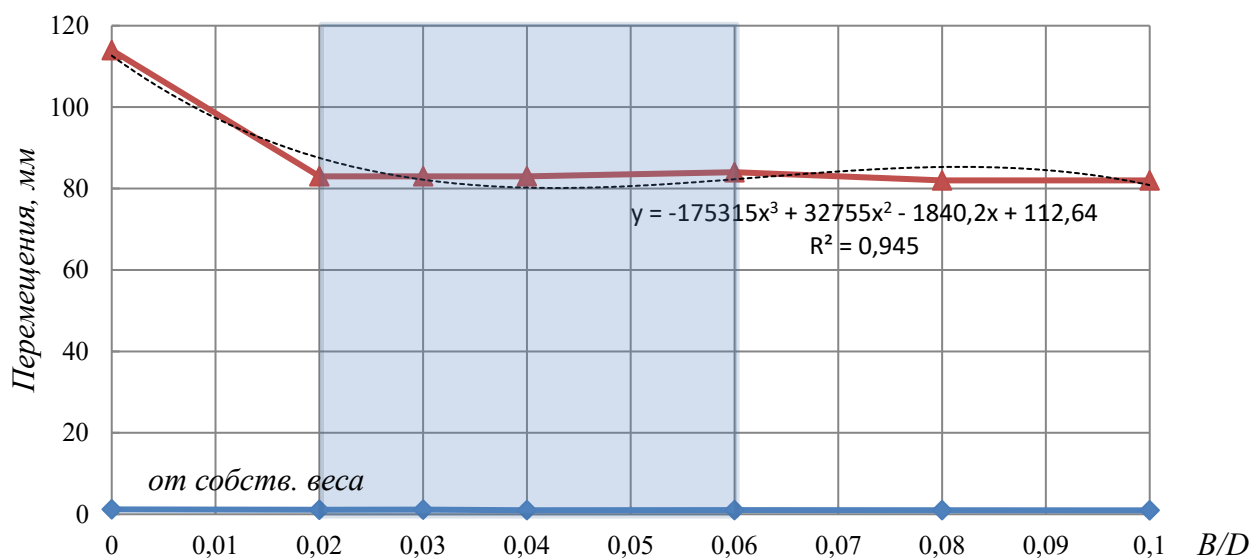


Рисунок 7.2.4 – Полные перемещения верха в зависимости от вылета опорной консоли

На рисунке 7.2.5 показаны поля напряжений в грунте основания нагруженной оболочки под опорной консолью. При отношении ширины опорного кольца к диаметру оболочки B/D равном 0,02 реактивное давление грунта под нижним торцом стенки оболочки достигает пикового значения (рис. 7.2.3). При этом снижается максимальное полное перемещение оболочки (рис. 7.2.4) по сравнению с оболочкой без опорного элемента. Некоторое увеличение реактивного давления под стенкой оболочки и соответствующее ему снижение перемещений рассматриваемой точки оголовка связано с эффектом «защемления» оболочки в грунте основания (снижение перемещений при росте внутренних усилий).

Снижение напряжений в области точки *A* наблюдается в диапазоне изменения отношения ширины опорного кольца к диаметру оболочки от 0,02 до 0,06, при котором достигает наименьшего значения (для заданных условий равного 350 кПа: снижение в 1,6 ÷ 1,80 раза по сравнению с вариантом без опорной консоли).

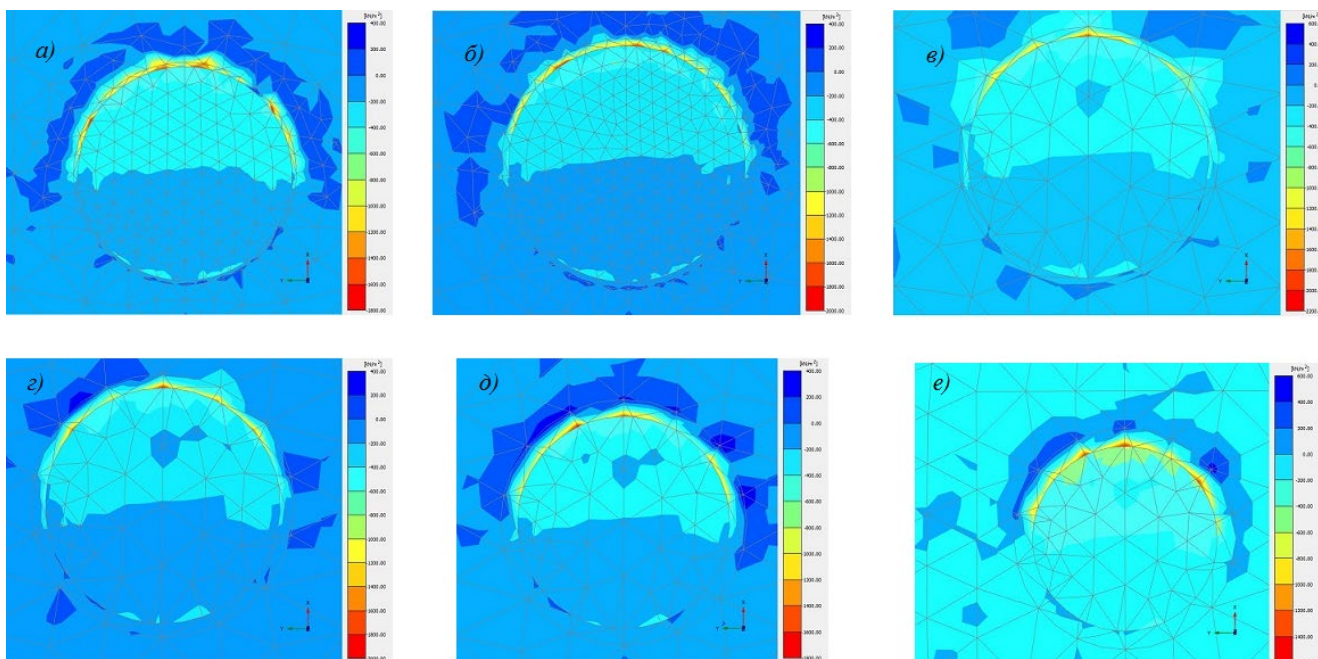


Рисунок 7.2.5 – Поля напряжений в грунте основания нагруженной оболочки под опорной консолью при соотношениях B/D : а) 0,02; б) 0,03; в) 0,04; г) 0,06; д) 0,08; е) 0,1

Наименьших перемещений оболочка (в точке B) достигает при отношении ширины опорной консоли к диаметру оболочки B/D равном 0,03. В дальнейшем при изменении ширины опорной консоли расчётные перемещения практически не изменяются (наблюдается незначительное увеличение).

При превышении отношения ширины опорной консоли к диаметру оболочки B/D , равного 0,06, напряжения в исследуемой области начинают возрастать. Это объясняется тем, что при увеличении ширины опорного элемента соответственно увеличивается его гибкость, деформативность. При значениях отношения от 0,02 до 0,06 жёсткость полки (при t , равной толщине оболочки) достаточна для восприятия реактивного давления грунта основания. При бóльших значениях опорный элемент деформируется и теряет способность воспринимать реактивное давление грунта основания: значения напряжений постепенно возвращаются к начальным значениям (рис. 7.2.3), когда основная часть нагрузки воспринимается нижним торцом оболочки. В случае обоснования рациональности увеличения жёсткости консоли эффект снижения напряжений в основании может быть развит.

В результате сравнительных расчётов на основе анализа распределения напряжений в грунтовом основании заполненной оболочки установлено, что конструктивное решение опорной части оболочки, снабжённой опорной консолью, обладает эффектом в части снижения действующих напряжений (можно добиться снижения до 50%) и перемещений

конструкции. Положительный эффект объясняется тем, что опорная консоль препятствует «врезанию» оболочки в грунт основания и способствует более равномерному распределению напряжений. При этом наибольший эффект от введения конструктивного решения опорной части оболочечной конструкции в виде опорной консоли достигается при значениях отношения ширины последней к диаметру оболочки B/D от 0,02 до 0,06 (заштрихованная область на рис. 7.2.3, 7.2.4). Особенности предлагаемого решения в части технологии возведения сооружения рассмотрены далее (п. 7.3).

7.2.2. Экспериментальные исследования взаимодействия опорной части заполненной оболочки с основанием

Постановка эксперимента

Анализ экспериментальных исследований оболочечных конструкций, выполненных в России и за рубежом (п. 1.3) показывает, что исследования в основном направлены на изучение внутреннего давления наполнителя на стенки конструкции, на определение степени участия засыпки в работе оболочечного сооружения и на изучение пространственной схемы напряженно-деформированного состояния оболочки и наполнителя. Иными словами, в большинстве случаев предметом исследования является система «тонкая оболочка – наполнитель», при этом вопрос изучения взаимодействия оболочечной конструкции с грунтом основания достаточно не изучен. В работе запланированы и проведены модельные экспериментальные исследования взаимодействия опорного блока внецентренно нагруженной оболочки с основанием.

Особенностью заполненных грунтом оболочечных конструкций, которые могут быть классифицированы как гравитационные и полугравитационные сооружения (п. 2.4), является отсутствие в них сплошной опорной поверхности (днища). Как показывают расчёты, возникающее при этом под торцом (стенкой) оболочки напряжения часто превышают величину расчетного сопротивления грунта основания. Повышается вероятность возникновения неравномерных осадок, что является одним из основных нареканий к работе данного вида конструкций и отмечается эксплуатирующими организациями [136]. В настоящее время при расчете осадок оболочечной конструкции, работающей по типу гравитационного или полугравитационного сооружения, принимается, что опорная часть оболочки представляет собой жёсткий штамп на упругом основании и, следовательно, общие деформации (осадку) сооружения определяют как для штампа на упругом основании при внецентренном нагружении [147]. Однако, как показали результаты немногочисленных

исследований, такое предположение о работе оболочечного сооружения нуждается в экспериментальной проверке.

Целью настоящего эксперимента является исследование взаимодействия внецентренно нагруженной оболочки с основанием в опорной части конструкции различной формы (в том числе для жёсткого штампа и с опорной консолью). В задачи эксперимента входит описание характера взаимодействия компонентов системы «оболочка – наполнитель – основание», оценка влияния опорной консоли на работу оболочки под нагрузкой, сопоставление полученных данных с результатами численного моделирования системы.

Для планируемого эксперимента сохраняются условия моделирования, рассмотренные в Главе 4: предполагается нарушение геометрического подобия по одному из параметров, а именно по толщине стенки оболочки. Принимаемая к моделированию жёсткость природы соответствует выполненной из стали оболочки ($E_n = 2,1 \cdot 10^8$ кПа) диаметром $D = 6$ м с толщиной листа $t = 0,014$ м. Для указанных условий моделирования перерасчет результатов измерений усилий на модели в натуру осуществляется следующим образом (обозначения те же, что в п. 4.1):

– равномерно–распределенная нагрузка:

$$Q_n = Q_m \alpha_l^4 \frac{J_n E_n}{J_m E_m} \quad (7.2.1)$$

– сосредоточенная нагрузка:

$$P_n = P_m \alpha_l^2 \frac{J_n E_n}{J_m E_m} \quad (7.2.2)$$

– изгибающий момент:

$$M_n = M_m \alpha_l \frac{J_n E_n}{J_m E_m} \quad (7.2.3)$$

Схема экспериментальной установки приведена на рисунках 7.2.6 и 7.2.7. Модель установлена в грунтовый лоток круглого поперечного сечения диаметром 1,0 м, высотой 1,0 м с толщиной стенки 0,001 м. Фундаментная часть оболочки опирается на податливое основание, в качестве которого выступает крупный сухой песок. Глубина заложения подошвы опорного блока составляет 0,075 м (из предположения, что расстояние от торца элемента до опорного кольца в натуре составляет 1,5 м). Для передачи внецентренно приложенной нагрузки на модель верх опорного блока закрывается жёстким оголовком.

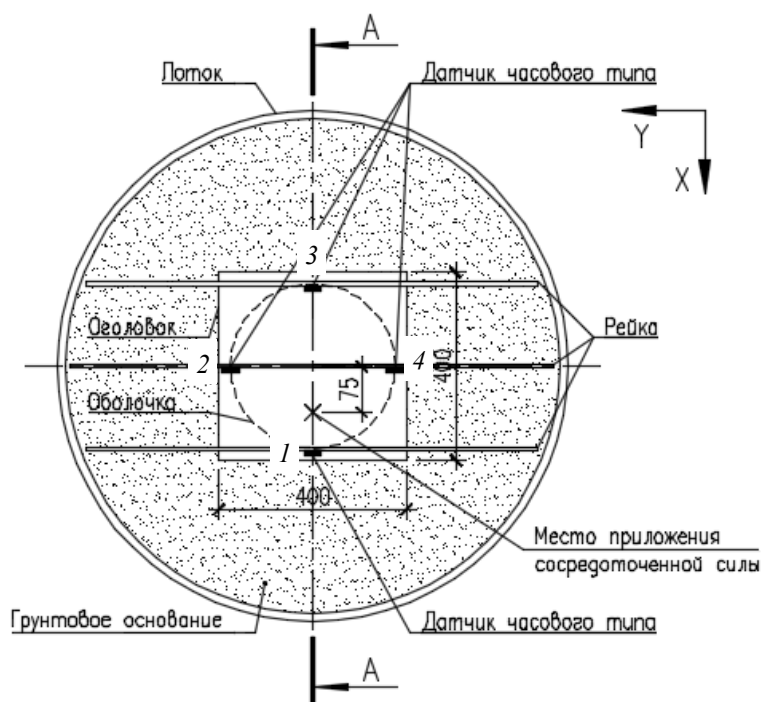


Рисунок 7.2.6 – Схема экспериментальной установки (вид сверху)

Внецентренное приложение нагрузки обеспечивается путем приложения сосредоточенной силы к оголовку опорного блока с заранее заданным эксцентриситетом, равным 75 мм. Передача вертикальной нагрузки осуществляется посредством специального нагрузочного устройства.

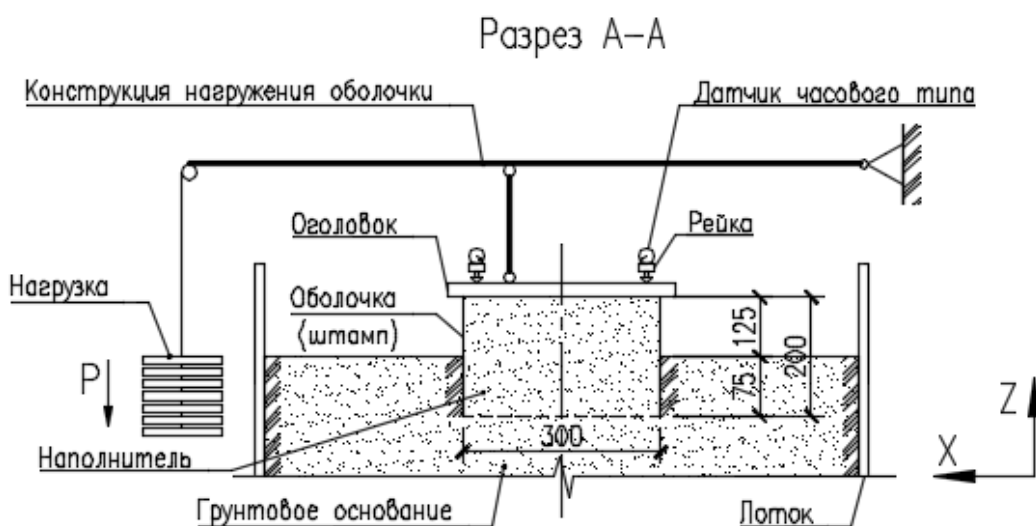


Рисунок 7.2.7 – Схема экспериментальной установки (разрез А-А)

В соответствии с целями и условиями эксперимента предполагается физическое моделирование опорной части заполненной оболочки: действие надфундаментной части конструкции имитируется пригрузкой, включает вес заполнителя, надстройки, а также силу, создающую опрокидывающий момент от действия активного давления грунта. В результате вычисленное усилие от действия надфундаментной части для натуре (в среднем $7\,500 \div 10\,000$ кН) при пересчёте с учётом масштабных коэффициентов (7.2.2) преобразуется в усилие $1,50 \div 2,0$ кН. Нагрузка к модели прикладывается ступенями по $5 \div 7\%$ от ожидаемой максимальной нагрузки.

Модель опорного блока выполнена из полосы оргстекла толщиной 4 мм шириной 200 мм в виде вписанного в окружность диаметром 300 мм восьмигранника с длиной стороны 115 мм. Ширина опорной консоли – 20 мм, что в заданном масштабе соответствует 400 мм в натуре.

Эксперимент на малых моделях оболочек

В соответствии с постановкой эксперимента испытания проведены для оболочек с тремя видами опорных частей (рис. 7.2.8): без опорной консоли, с опорной консолью, жёсткий штамп. Основной задачей исследований являлось получение зависимости перемещений контрольных точек модели от внешней, внецентренно приложенной, вертикальной нагрузки и определение влияния различных факторов на характер взаимодействия опорного блока оболочки с грунтом основания (исследовалось влияние следующих факторов: наличие опорного кольца и жесткого штампа в основании модели).

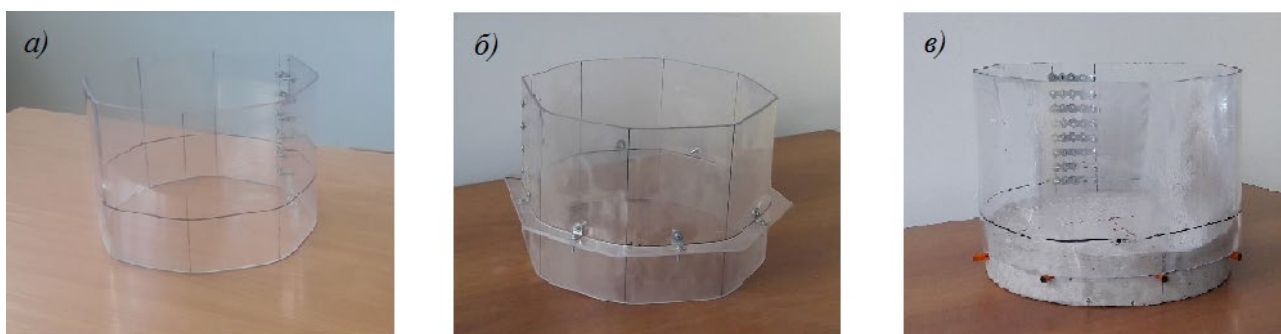


Рисунок 7.2.8 – Модель опорной части оболочки: а – опора без опорного кольца; б – с опорным кольцом; в – жёсткий штамп

С целью обеспечения постоянства характеристик внутреннего наполнителя и основания для всех испытаний соблюдалась неизменная технология заполнения модели. Отсыпка наполнителя осуществлялась слоями с последующим уплотнением каждого слоя. Уплотнение производилось ударами трамбовки по поверхности песка с перекрытием мест ударов. Число ударов трамбовкой и последовательность уплотнения на каждом слое оставались неизменными для всех испытаний. Смонтированная установка изображена на рис. 7.2.9.



*Рисунок 7.2.9 – Общий вид собранной экспериментальной установки
а – система креплений датчиков перемещений; б – общий вид установки до загрузки*

Показания датчиков перемещений часового типа снимались на каждой ступени нагружения после полной стабилизации деформаций. Результаты испытаний получены в виде

таблиц фиксации показаний измерительных приборов для заданных точек модели для каждой ступени нагружения. В качестве примера приведена таблица фиксации показаний датчиков перемещений при испытании модели опорного блока с опорной консолью (средние значения для серии из шести испытаний) – табл. 7.2.1.

Таблица 7.2.1 – Показания датчиков перемещений (модель с опорной консолью)

Нагрузка на нагруз. уст-во, кг	Нагрузка на модель, кг	Перемещения, мм			
		Датчик 1	Датчик 2	Датчик 3	Датчик 4
1	2	3	4	5	6
4	14,4	0,045	0,02	0,00	0,01
8	28,8	0,13	0,065	0,00	0,06
12	43,2	0,21	0,10	0,00	0,11
16	57,6	0,29	0,135	0,00	0,15
20	72	0,370	0,170	0,00	0,19
24	86,4	0,430	0,200	0,01	0,225
28	100,8	0,480	0,225	0,01	0,260
32	115,2	0,535	0,25	0,02	0,290
36	129,6	0,585	0,29	0,045	0,320
40	144	0,640	0,30	0,05	0,35
44	158,4	0,680	0,335	0,07	0,375
48	172,8	0,725	0,35	0,085	0,40
52	187,2	0,760	0,36	0,085	0,430
56	201,6	0,825	0,380	0,085	0,460

Для удобства результаты испытаний оформлены в виде графиков зависимости «нагрузка – перемещения» (рис. 7.2.10). Помимо графиков, характеризующих поведение моделей при их нагружении, приведены графики разгрузки.

Характер взаимодействия элементов системы, результаты испытаний

Результаты выполненных экспериментальных исследований позволили установить качественную картину взаимодействия опорной части внецентренно нагруженной оболочки с основанием и получить зависимости перемещений оболочек от приложенной к ним нагрузки (рис. 7.2.10). Графики построены по показаниям датчика перемещений, фиксировавшего наибольшие перемещения (датчик, установленный в плоскости действия внецентренно приложенной нагрузки, ближайший к точке приложения нагрузки). По описанной схеме проведены испытания оболочек: с открытой снизу цилиндрической опорной частью; то же, с опорной консолью (кольцом); в виде жёсткого штампа. Для всех испытуемых моделей в целом характерна нелинейная зависимость перемещений от нагрузки: на графике приведены аппроксимирующие полиномы второй степени и построены соответствующие им кривые (указаны пунктирными линиями).

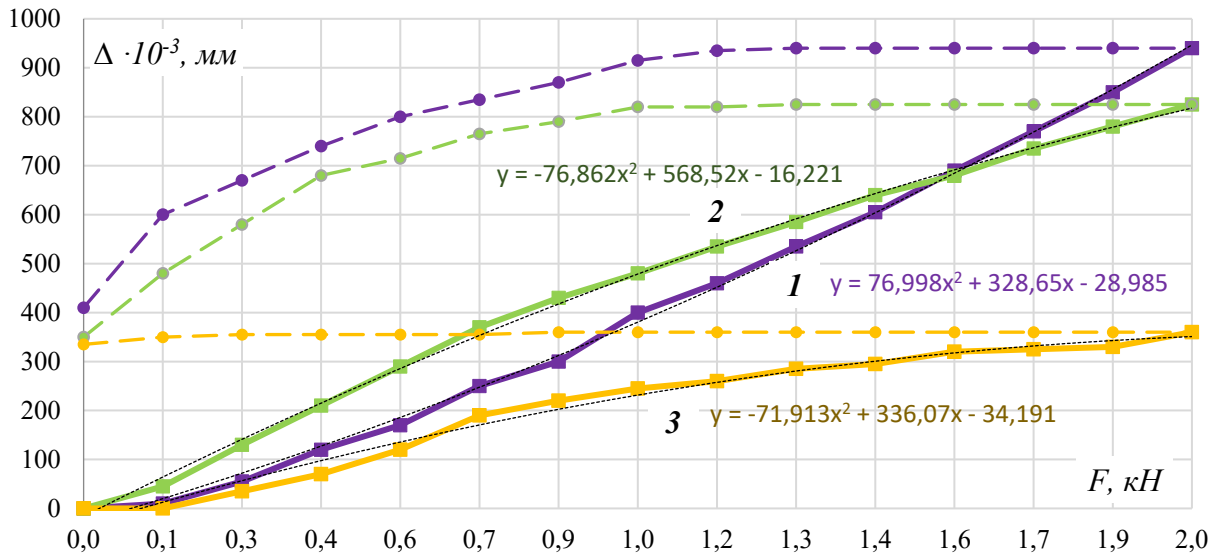


Рисунок 7.2.10 – Зависимости осадок моделей от нагрузки: 1 – без опорной консоли; 2 – с опорной консолью, 3 – жёсткий штамп

Под нагрузкой оболочка с открытой снизу опорной частью врезается торцом в грунт основания и при максимальной приложенной нагрузке достигает наибольших (в сравнении с другими моделями) перемещений (рис. 7.2.10). При этом темп нарастания осадок постоянно опережает темп роста нагрузки (кривая выгнута «вниз»), что говорит о значительном развитии области пластических деформаций под стенкой оболочки. Характер взаимодействия модели опорной части, снабжённой опорным кольцом, принципиально отличается. Здесь темп прироста осадок уступает темпу увеличения нагрузок (кривая выгнута «вверх»), что говорит о формировании уплотнённых зон в основании (очевидно, в области под опорной консолью) и затухании осадок по мере уплотнения грунта. При приложении максимальной нагрузки значения осадки в сравнении с оболочкой без опорной консоли уменьшились на 13%, при этом характер поведения моделей под нагрузкой говорит о дальнейшем увеличении этой разницы.

Поведение модели с опорной частью, выполненной в виде жёсткого недеформируемого диска (штампа), в диапазоне приложенных нагрузок характеризуется снижением темпа нарастания деформаций по мере увеличения нагрузки по аналогии с моделью, снабжённой опорной консолью; кривая зависимости при этом является ещё более полой. Максимальное зафиксированное перемещение исследуемой точки модели с жёстким штампом в основании более чем в 2,5 раза меньше, чем для оболочки с открытым нижним торцом.

Выводы

Проведённые эксперименты демонстрируют качественную картину взаимодействия опорной части модели заполненной оболочки с грунтовым основанием. При этом использовались различные варианты модели фундаментной части оболочки: с открытым нижним торцом (базовая модель), с опорной консолью в виде кольца, а также опорная часть в виде жёсткого недеформируемого штампа. Результаты исследований показали, что модель жёсткого круглого штампа, традиционно используемая для описания взаимодействия сооружений из оболочек с грунтом основания [15], даёт принципиально отличные результаты в сравнении с базовой моделью. Расхождения наблюдаются не только в величине абсолютных перемещений (в части которых жёсткий штамп занижает осадку в разы), но и в самом характере взаимодействия наблюдаются существенные различия. Для оболочки с открытым торцом, врезающейся торцевой кромкой в грунт основания, характерно постепенное нарастание темпа роста осадок в сравнении с темпом роста нагрузки вплоть до обрушения, в то время как для жёсткого штампа в том же диапазоне нагрузок темп роста осадок – снижается. Таким образом модель жёсткого штампа не отражает действительной картины взаимодействия заполненной оболочки с основанием. Для анализа взаимодействия опорной части заполненной оболочки с основанием требуется введение верифицированных численных моделей (п. 3.3, п. 4.3 работы), при этом приблизиться к модели штампа по характеру взаимодействия опорной части сооружения с основанием позволяет введение опорной консоли: такой конструктивный приём позволяет снизить как темп нарастания осадок по мере нагружения, так и величину перемещений по меньшей мере на 10 ÷ 15 % в сравнении с базовой моделью с открытым нижним торцом. В результате проведённых исследований предложено конструктивное решение фундаментной части конструкции с введением опорной консоли (п. 7.3.3).

7.3. Технологии устройства заполненных грунтом оболочек в составе гидротехнических сооружений различного назначения

7.3.1. Технология установки в проектное положение

Существующие и возможные варианты функционального назначения сооружений с использованием заполненных грунтом оболочек в гидротехнике и смежных областях строительства систематизированы в п. 2.1 работы. От назначения и области применения сооружений во многом зависит и применяемая технология возведения оболочек. Основными факторами при выборе технологии являются: установленные расчётом габариты сооружения, определяемые необходимой глубиной у причала (или требуемой высотой подпора грунта), имеющиеся грунты основания, а также характеристики эксплуатационных нагрузок, естественные условия строительства, экономическая эффективность применения (в том числе технологические возможности и специфика работы подрядчика) и некоторые другие факторы.

Элементы технологии производства работ по возведению оболочек (организация и устройство полигонов, изготовление оболочек (см. также рис. 2.2.1, 2.2.2), транспортировка и установка в сооружение) во многом проработаны в трудах В.В. Верстова, А.Н. Гайдо, М.Ю. Николаевского, Перлей Е.М., Серебро А.Я., Придчина Г.А. и других [16], и продолжают совершенствоваться по мере развития технологических возможностей строительного производства и появления соответствующего оборудования [88]. При этом среди названных факторов выбора технологии производства работ важнейшим, увязывающим между собой остальные параметры модели, является описание свойств грунта основания, влияющее как на выбор способа опирания заполненной оболочки на основание, так и на формирование собственно расчётной модели.

В случае залегания в основании с поверхности прочных несжимаемых (скальных) грунтов сооружение рационально выполнять массивным в виде ряда готовых (цельных – из листового металла, либо собранных из шпунта) заполняемых грунтом оболочек, монтаж которых осуществляется на выровненное отсыпкой крупнообломочного грунта основание. Для сжимаемых грунтов в основании, характеризующихся значениями прочностных и деформационных характеристик выше средних значений ($\varphi > 30^\circ$, $c > 30$ кПа, $E_0 > 30$ МПа) для установки оболочек искусственное основание может быть подготовлено послойной отсыпкой (с берега, с плавсредств или со льда). При этом усиление и специальная подготовка основания (уплотнение, выравнивание) для гидротехнических сооружений представляет собой

технологически весьма сложную задачу. Выравнивание может быть выполнено с использованием уникальных механических выравнивателей – «подводных планировщиков» (например, конструкции Н.В. Красова или И.В. Камышенко), либо с использованием ручного труда водолазов. Уплотнение представляет собой ещё более сложную задачу и в большинстве случаев не выполняется (предполагается последующая огрузка собственно сооружением), либо основание огружается дополнительными массивами; иначе требуется применение уникальных методов (например, уплотнение взрывной волной, либо применение специальной и редкой техники – плавучих виброуплотнителей).

Как правило, установка оболочек выполняется с помощью крана (при возведении причальных сооружений – краном с берега или при помощи плавучих кранов), когда кран движется вдоль ряда, последовательно устанавливая оболочки будущего сооружения [293] (рис. 7.3.1, а).

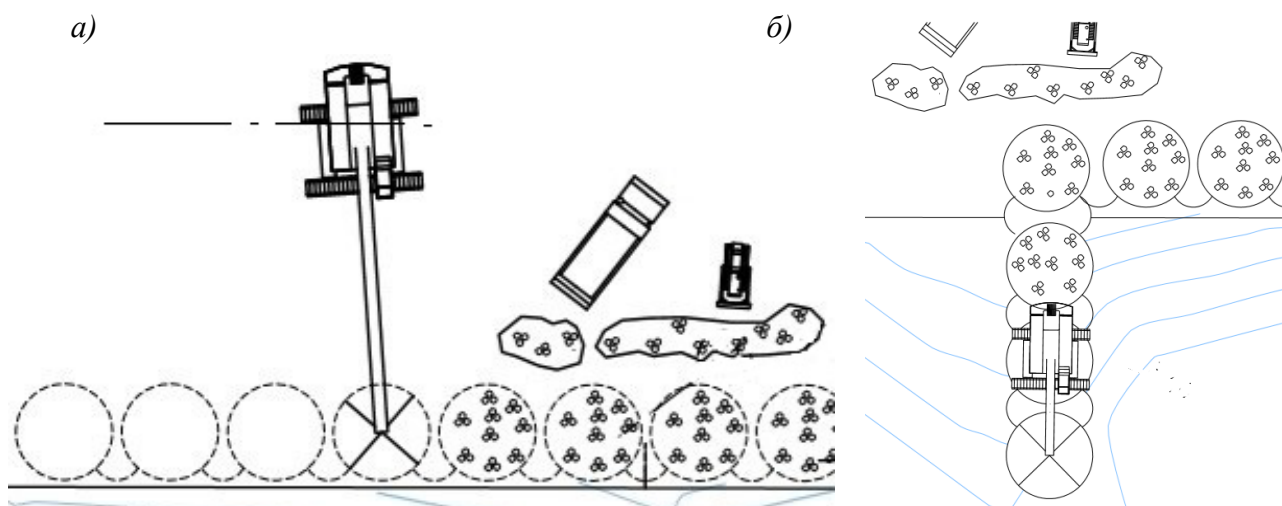
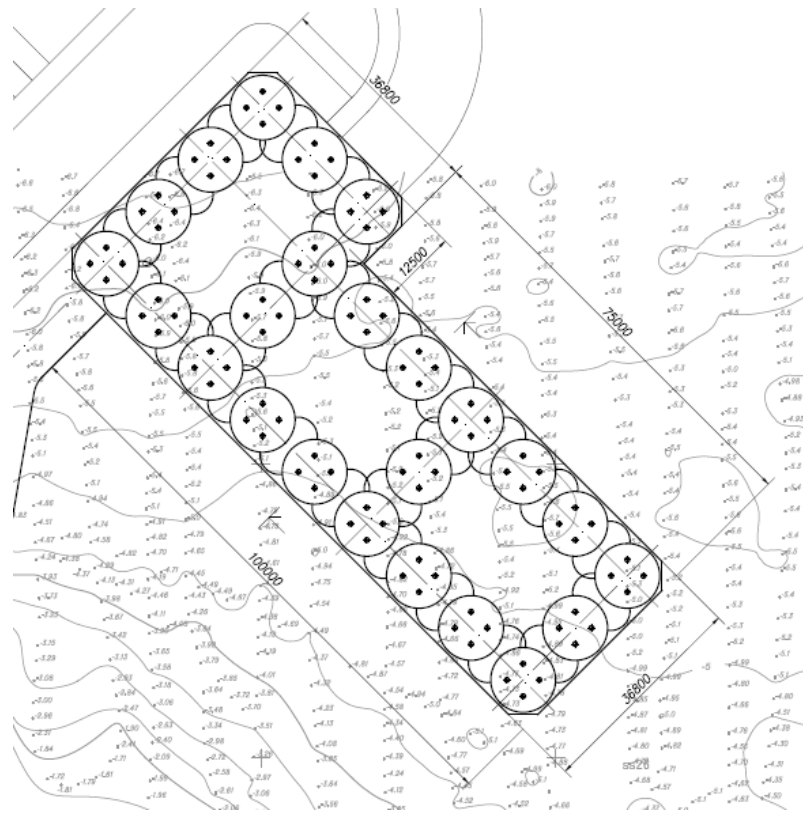


Рисунок 7.3.1 – Схема установки оболочек: а – вдоль ряда; б – «пионерным» способом

«Пионерный» способ применяется, например, при строительстве пирсов, когда кран перемещается на ранее установленную и заполненную оболочку и продолжает монтаж следующей, таким образом используя предыдущую возведенную и заполненную грунтом оболочку в качестве опоры (рис. 7.3.1, б).

Пример технологии установки цельных оболочек (при соотношении $D/H = 1,3 \div 1,5$) на прочное основание с выравнивающим слоем крупнообломочного грунта – проектное решение по возведению пирса на о. Беринга (Командорские острова) – рис. 7.3.2.

а)



б)

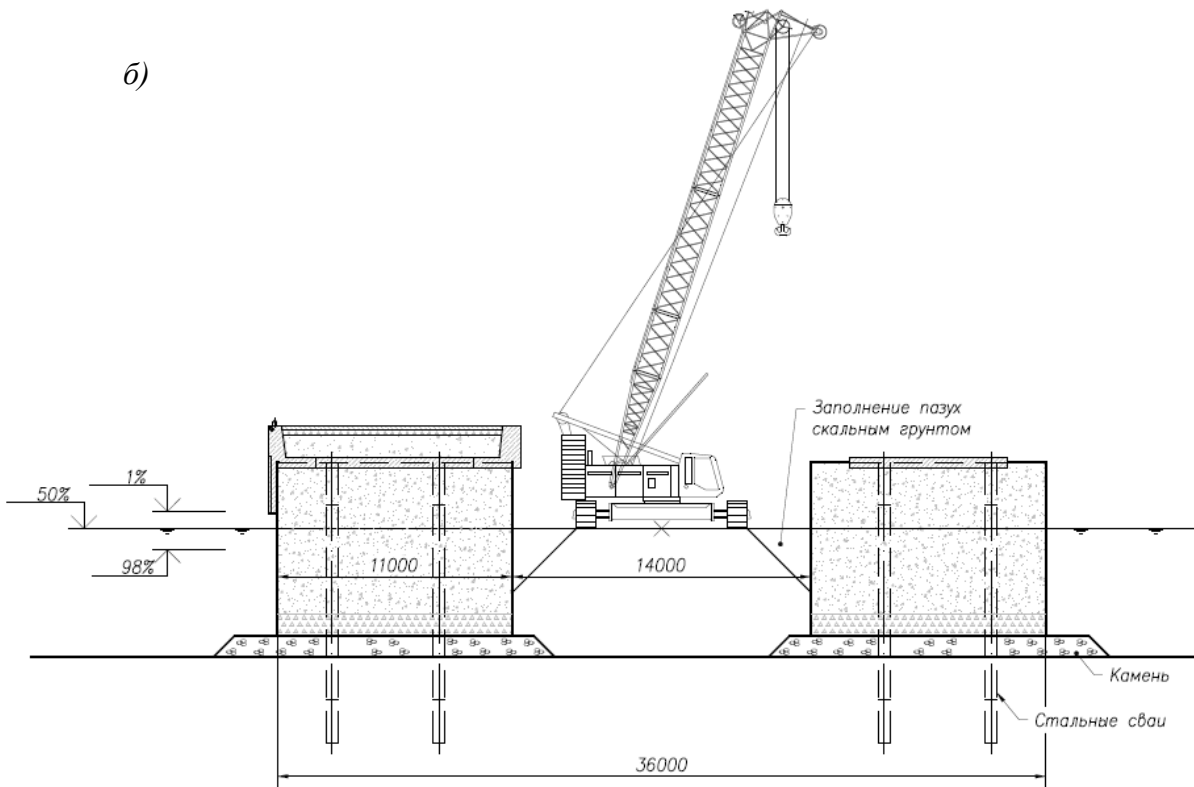


Рисунок 7.3.2 – Оболочки на прочном основании: а – план объекта; б – разрез

При преобладании в среднем менее прочных и более деформируемых грунтов в основании сооружения ($\varphi \leq 30^\circ$, $c \leq 30$ кПа, $E_0 \leq 30$ МПа) следует рассматривать вариант устройства сооружений полугравитационного типа, предполагая погружение нижнего торца оболочки в грунт основания. При необходимости прорезки более слабых поверхностных слоёв грунта небольшой мощности оболочки могут быть погружены до заданной отметки подошвы открытым способом, установкой в траншее, с последующим заполнением пазух крупнообломочным грунтом. При слабых поверхностных слоях большей мощности возможно применение метода частичного кессонирования (при экскавации грунта изнутри оболочки). Слабые грунты могут быть извлечены из области основания методом вытеснения: поступающий в полость оболочки грунт заполнения (песок) вытесняет слабый грунт через предусмотренные для этой цели временные каналы (трубы) [16]. При этом основной вариант технологии погружения (в том числе при выравнивании в процессе погружения) цельных или собранных из шпунта оболочек в грунт основания – это заглубление с помощью вдавливания вибромашинами (рис. 2.2.3, в). При значительных толщах слабых грунтов, соизмеримых с высотой оболочки, погружение может быть осуществлено также методом всасываемого кессона, за счёт разницы избыточного гидростатического давления, образующегося в результате откачки воды из полости оболочки, верхний торец которой перекрывается герметичной крышкой.

Заполнение оболочек выполняют послойно песчаным грунтом (возможен намыв гидромеханизированным способом), либо крупнообломочным грунтом (грейферами или отсыпкой из контейнеров).

7.3.2. Исследование влияния последовательности возведения на напряжённно-деформированное состояние протяжённых сооружений из заполненных оболочек

В разделе приведены результаты исследований влияния технологии возведения сооружений из заполненных оболочек (монтаж готовых конструкций) на напряжённно-деформированное состояние сооружения во взаимодействии с основанием. В процессе возведения рассматриваемое сооружение проходит несколько промежуточных стадий готовности, когда возведенная часть сооружения (которая еще не обладает необходимыми проектными параметрами) уже воспринимает новые постоянные и временные нагрузки. Контактные напряжения и напряжения, возникающие в грунте основания, изменяются в зависимости от стадии возведения сооружения. Таким образом, последовательность установки оболочек на основании с их последующим наполнением должна быть учтена при

оценке напряжённно-деформированного состояния сооружения при моделировании стадии строительного периода.

Для анализа напряженно-деформированного состояния конструкции расчеты выполнены при помощи программного комплекса [309]. Рассмотрены различные варианты последовательности монтажа цельных оболочек ($D/H \approx 0,7$) на сравнительно прочное основание с выравнивающей отсыпкой. В результате анализа сравнительных расчетов определена рациональная схема установки оболочек в состав сооружения с точки зрения равномерности распределения напряжений в основании и деформаций монтируемых конструкций. В задачи исследования входят этапы: формирование численной модели рассматриваемой системы; проведение серии сравнительных расчётов по альтернативным схемам монтажа элементов протяжённого сооружения; оценка результатов численного моделирования и формирование выводов о технологической последовательности установки оболочек.

Расчётная модель

Для исследования влияния технологической последовательности возведения сооружений из заполненных оболочек на напряженно–деформированное состояние основания использованы наработки в части построения численной модели заполненной оболочечной конструкции, приведённые в Главе 3, Главе 5 настоящей работы [302, 368].

В качестве модели грунта в данном случае выбрана модель Кулона – Мора, для которой необходимы пять основных параметров (угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c , угол дилатансии ψ , модуль Юнга E , коэффициент Пуассона ν), которые могут быть получены на основе стандартных испытаний образцов грунта (табл. 7.3.1). Для целей исследования конечно-элементная модель сооружения была создана с применением «крупной» сетки разбиения на элементы, сетка основания – измельчена.

Созданная численная модель типового сооружения состоит из 10-ти узловых элементов в форме тетраэдра, с параметрами, характеризующими состояние грунта основания и внутренней засыпки; 6-ти узловых треугольных пластинчатых элементов, используемых для описания криволинейной поверхности оболочки и плоской поверхности верхнего строения; 12-ти узловых элементов слоя контакта, которые описывают криволинейную поверхность взаимодействия грунта основания и внутренней засыпки с оболочкой (рис. 7.3.3).

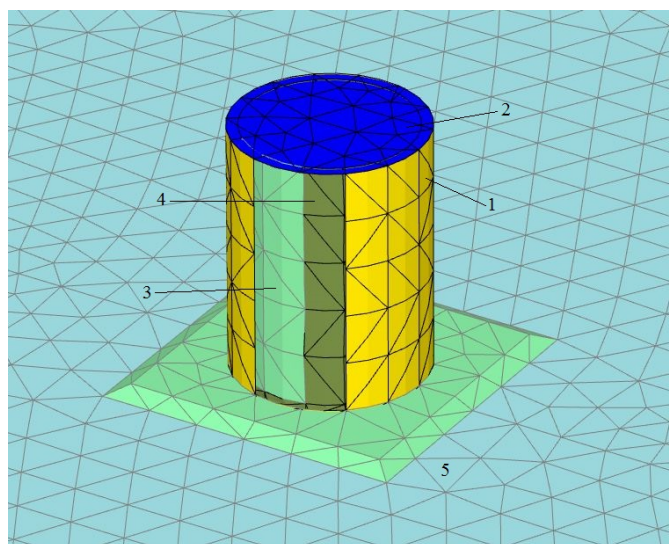


Рисунок 7.3.3 – Конечно-элементная модель заполненной оболочки на основании
 1 – оболочка; 2 – поверхность оголовка; 3 – грунт наполнителя; 4 – слой контакта
 (интерфейс); 5 – грунт основания

Таблица 7.3.1 – Основные параметры численной модели

Наименование параметра	Обозначение, ед.изм.	Основание	Наполнитель	Оболочка	Оголовок
Модуль упругости	E , кПа	$6 \cdot 10^4$	$4 \cdot 10^4$	$2.1 \cdot 10^8$	$18 \cdot 10^6$
Угол внутреннего трения	φ , °	40	35	–	–
Удельное сцепление	c , кПа	0	0	–	–
Удельный вес	γ , кН/м ³	19	19	78.5	25
Коэффициент Пуассона	ν	0.25	0.25	0.28	0.2
Толщина	δ , м	–	–	0.014	0.5
Диаметр	D , м	–	–	10.0	10.0
Высота	H , м	–	–	14.5	–

Моделирование технологии возведения

На рис. 7.3.4 представлена геометрия модели рассматриваемой задачи с указанием условных номеров оболочек, необходимых для удобства дальнейшего изложения. Установка оболочек происходила в различной последовательности. Сразу после установки в проектное положение оболочка наполнялась грунтом. Расстояние между смежными оболочками в плане принято 0,5 м.

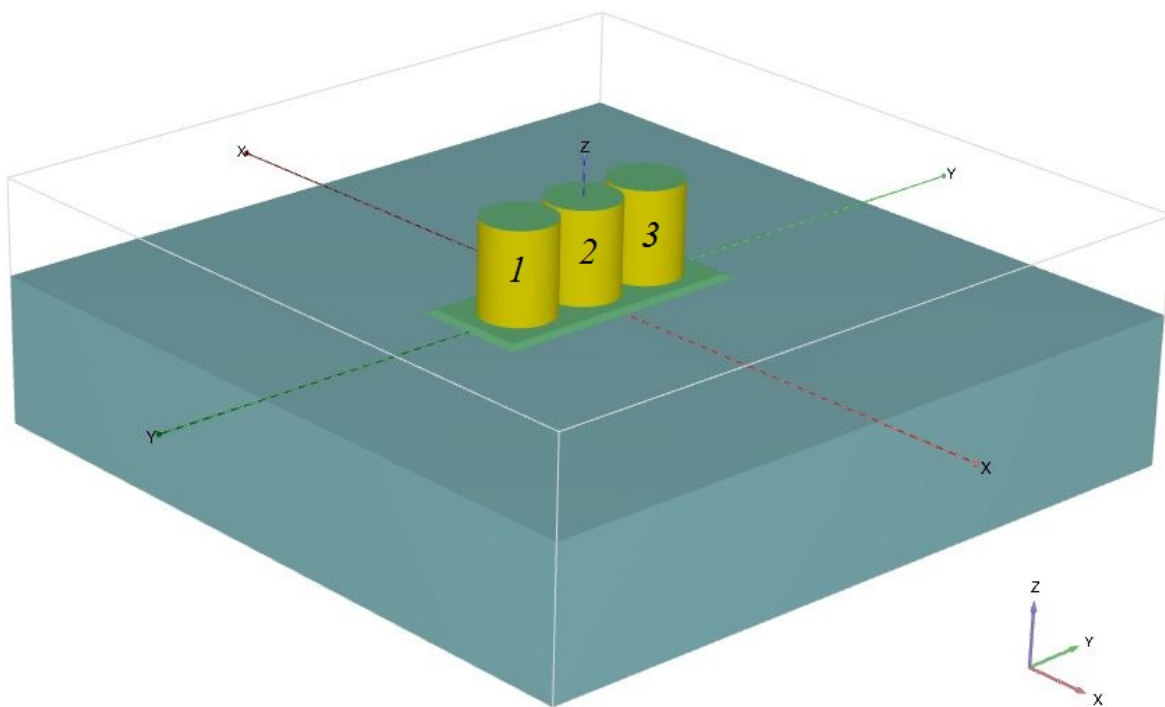


Рисунок 7.3.4 – Геометрия модели установки заполненных оболочек

Вариант возведения №1. Первым был рассмотрен базовый вариант возведения сооружений из заполненных оболочек. Установка оболочек происходила в последовательности 1 – 2 – 3. В результате моделирования последовательной установки оболочек в сооружение наблюдалось их отклонение, «заваливание» в сторону, соответствующую установке следующей оболочки (рис. 7.3.5).

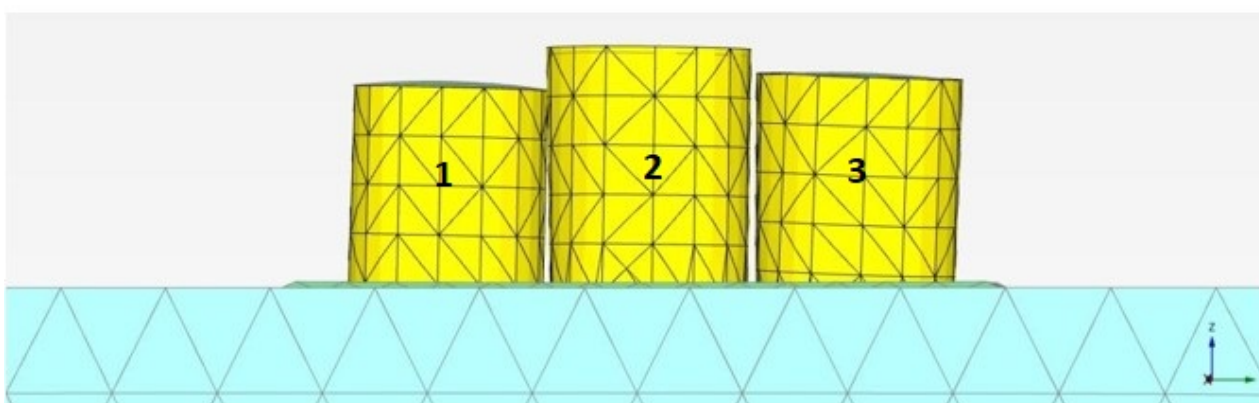


Рисунок 7.3.5 – Перемещение оболочек на основании при установке в последовательности 1 – 2 – 3 (тах 0,16 м, на иллюстрации условно увеличено)

Отклонение от вертикали первой оболочки связано с характером перемещений грунта основания, наблюдаемым при устройстве подготовленного основания. Наибольшую осадку получает область основания под оболочкой, расположенная в середине загруженного участка. С увеличением расстояния от центра, вдоль линии установки, осадка основания уменьшается (рис. 7.3.6). В данных условиях монтируемая оболочка получает крен в сторону центра загруженного участка.

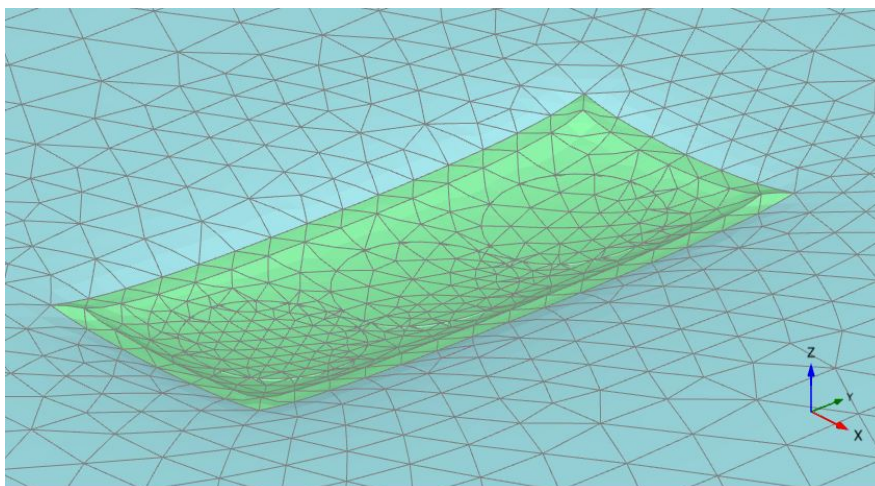
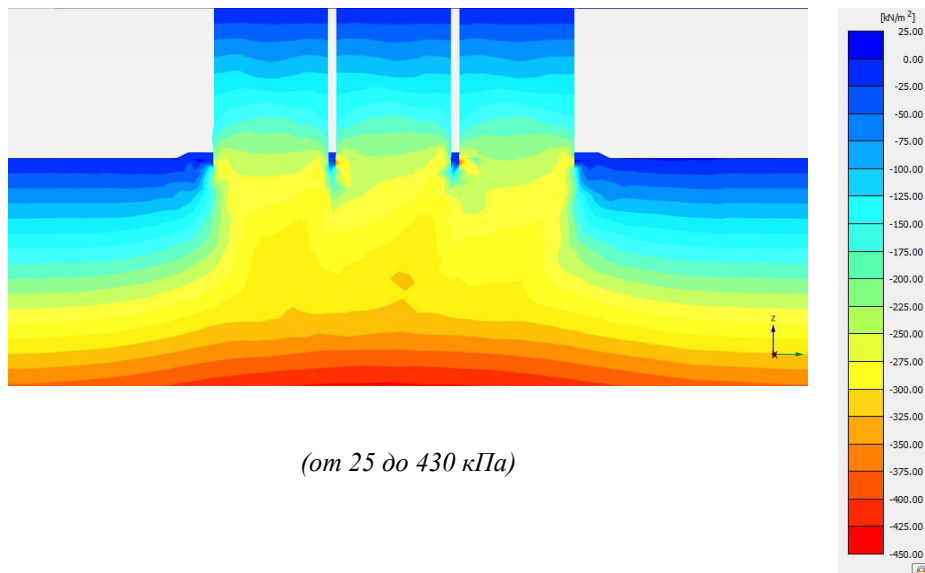


Рисунок 7.3.6 – Общий вид деформации основания фрагмента сооружения (условно увеличено)

После заполнения оболочки и соответственно увеличения нагрузки грунт основания уплотняется, возникает зона более плотного грунта основания. С увеличением расстояния в радиальном направлении от установленной оболочки условная зона уплотнения уменьшается. В итоге устанавливаемая второй оболочка одной своей частью располагается на зоне более плотного грунта, другой – на зоне менее плотного грунта. В результате вторая оболочка получает крен в сторону от предыдущей. Таким же образом объясняется «заваливание» третьей оболочки. В результате деформации могут нарастать по мере возведения сооружения и создавать сложности при монтаже. Распределение напряжений в основании оболочек показано на рис. 7.3.7.

Рисунок иллюстрирует неравномерность передачи усилий от оболочек на грунт основания, а также увеличение напряжений в основании каждой из оболочек в направлении их наклона при установке.



(от 25 до 430 кПа)

Рисунок 7.3.7 – Распределение напряжений по оси Z в основании сооружения

Вариант возведения №2. Вторым рассматривался вариант установки оболочек в сооружение в последовательности 2 – 1 – 3 (рис. 7.3.4). При принятой последовательности установки оболочек в сооружение, как и в первом случае, наблюдается их отклонение в результате быстрого нагружения основания по мере наполнения оболочки. При этом отклонение оболочек происходит в стороны от уже установленной оболочки (рис. 7.3.8). Это связано с тем, что при установке первой оболочки (оболочка 2) формируется зона уплотненного грунта в её основании. В результате устанавливаемые далее смежные оболочки отклоняются в сторону от первоначальной, так как частично опираются на менее плотные грунты.

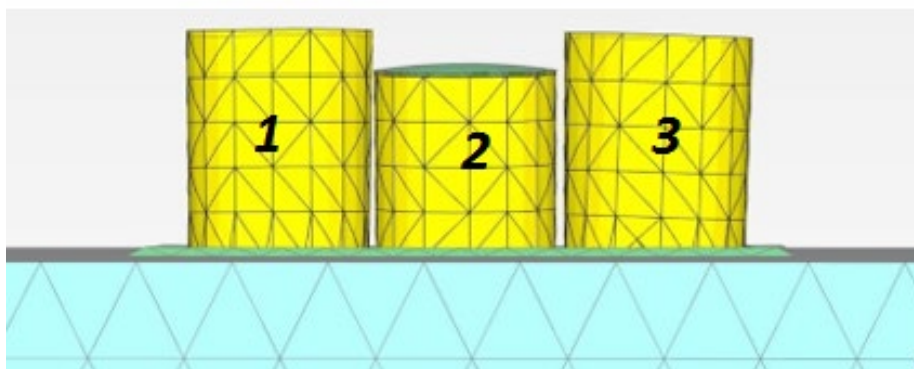


Рисунок 7.3.8 – Перемещение оболочек на основании при установке в последовательности 2 – 1 – 3 (тах 0,14 м, на иллюстрации условно увеличено)

Распределение напряжений в основании оболочек показано на рис. 7.3.9.

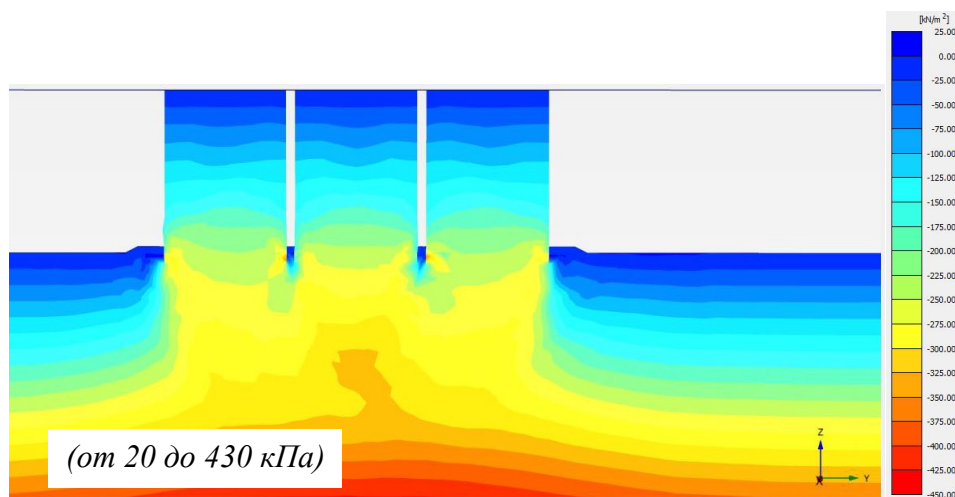


Рисунок 7.3.9 – Распределение напряжений по оси Z в основании сооружения

Вариант возведения №3. Третьим рассматривался вариант компоновки оболочек в последовательности 1 – 3 – 2 (рис. 7.3.4).

Отклонение оболочек наблюдалось в сторону установки последней (к оболочке 2). Наименьшее перемещение получила оболочка, устанавливаемая в сооружение последней, что объясняется теми же причинами, что и для рассмотренных ранее вариантов. Под установленными оболочками 1 и 3 в результате сравнительно быстрого наполнения грунтом участок грунтового основания уплотняется. Зоны уплотнения основания развиваются по мере нагружения и ввиду достаточности расстояния между оболочками не влияют друг на друга. При этом последняя (средняя) оболочка оседает при нагружении равномерно и получает меньшие перемещения по сравнению с двумя другими (рис. 7.3.10). Картина распределения напряжений в основании приведена на рис. 7.3.11.

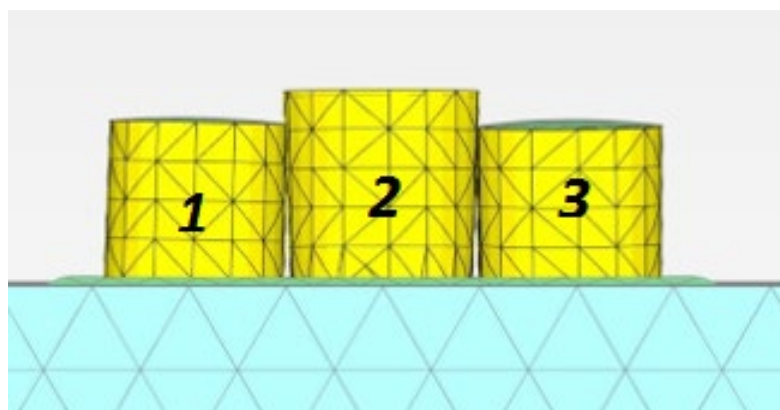


Рисунок 7.3.10 – Перемещение оболочек на основании при установке в последовательности 1 – 3 – 2 (max 0,1 м, на иллюстрации условно увеличено)

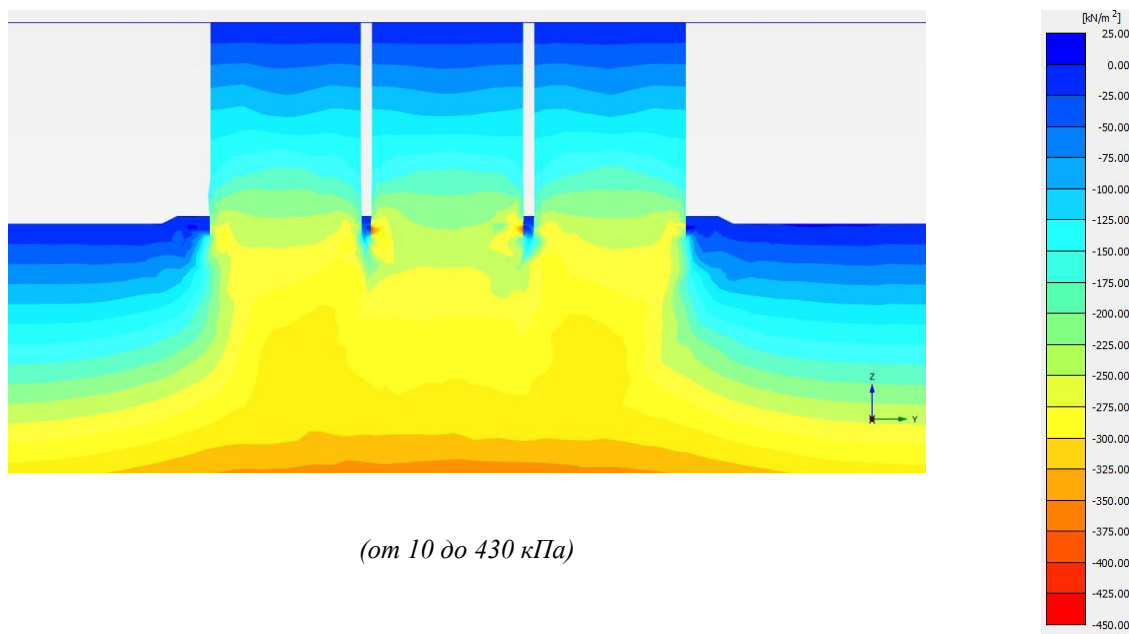


Рисунок 7.3.11 – Распределение напряжений по оси Z в основании сооружения

Выводы

В разделе из условия соблюдения равномерности распределения напряжений в основании и минимизации деформаций конструкции, связанных с податливостью основания, выполнено обоснование технологической последовательности установки цельных заполненных оболочек на сравнительно слабосжимаемом основании. В ходе исследования рассмотрены три основных варианта технологической последовательности возведения элементов сооружения. Определены варианты возведения, в большей или меньшей степени приводящие к накоплению деформаций по мере возведения сооружения. Рост деформаций объясняется появлением и развитием зон уплотненного грунта основания по мере нагружения конструкции (сравнительно быстрого наполнения оболочки грунтом). Отклонение оболочек от ожидаемого проектного положения возникает по причине установки на грунты разной плотности.

В результате сравнительных расчетов определена рациональная схема установки оболочек в состав сооружения с точки зрения учета распределения напряжений и деформаций в основании сооружения. Предлагаемая последовательность возведения секции сооружения из трёх оболочек включает установку двух оболочек в линию протяжённого сооружения с соблюдением свободного расстояния между ними, достаточного для установки третьей оболочки, монтаж которой осуществляется в последнюю очередь. При такой технологии возведения сооружения средняя оболочка, устанавливаемая последней, способствует «самовыравниванию» смонтированных ранее оболочек секции.

Результаты исследований применимы к разработке технологии возведения тяжело нагруженных протяженных сооружений, образуемых установкой на сжимаемых грунтах готовых оболочек с последующим заполнением. Рациональность предложенной последовательности должна быть обоснована расчетами ожидаемой величины абсолютных значений деформаций в конкретном расчетном случае, характеризуемой предполагаемым нагружением сооружения, его размерами и особенностями инженерно-геологических условий площадки проектирования.

В результате исследований распределения напряжений в основании оболочек предложено также конструктивное решение причальной набережной из оболочек высотой H до 20 м, с сохранением расстояния между оболочками до $0,25D$, с устройством подводного откоса между оболочками (концепция рассматривается на стадии предпроектных проработок строительства опорной базы берегового обеспечения шельфовых проектов в Арктической зоне РФ, порт Мурманск, АО «82 СРЗ» в сотрудничестве с ДПИ «Востокпроектверфь»).

7.3.3. Новые решения по технологии устройства оболочек с наполнителем в составе гидротехнических сооружений различного назначения

Анализ результатов исследований в части особенностей работы сооружений из заполненных оболочек под нагрузкой, в том числе взаимодействия сооружения с основанием позволил разработать концепции и предложить новые решения в области конструкции оболочек в составе сооружений различного назначения, а также в области технологии их возведения.

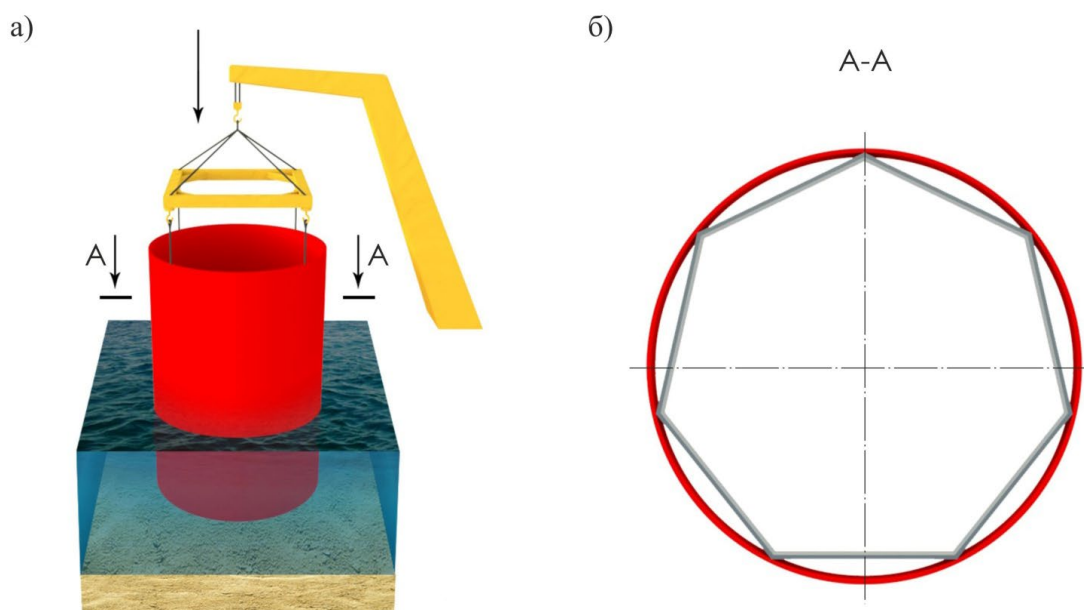
Решение по технологии монтажа оболочек в составе протяжённых сооружений

Исследование направлено на сохранение эксплуатационных качеств тонких цилиндрических оболочек при установке в проектное положение. Разработано технологическое решение, позволяющее обеспечить необходимую прочность и устойчивость тонкой цилиндрической стальной оболочки при производстве строительно-монтажных работ. Сложность монтажа тонких оболочек вызвана значительной разницей напряжённо-деформированного состояния конструкции в период монтажа и в период эксплуатации. Оболочка, рассчитанная на восприятие преимущественно равномерно-распределенных нагрузок по своей внутренней поверхности, вызывающих возникновение радиальных напряжений, в процессе монтажа (до появления внутреннего наполнителя) воспринимает растягивающие и сжимающие усилия и изгибающие моменты, которые в ряде случаев могут привести к её деформации различной степени, в том числе и к «схлопыванию». Разработка

технологии, включающей необходимые универсальные устройства для безопасного с точки зрения сохранения эксплуатационных качеств конструкции метода монтажа оболочек, является актуальной задачей строительства.

Оболочки могут быть выполнены различными способами (п. 2.2), в зависимости от чего принимается решение о технологии возведения всего сооружения. Для оболочек, монтируемых целиком (из листовой стали, либо собранных из шпунта) на подготовленное основание, либо с заделкой торцом на некоторую глубину, монтаж традиционно производится с помощью подъёмного устройства – крана, с применением траверс и раскрепляющих приспособлений для равномерного распределения нагрузки на оболочку от её собственного веса (рис. 7.3.12).

При возникновении недопустимых нагрузок от волн (в случае погружения оболочек в воду), при появлении значительных ветровых нагрузок при монтаже на суше и других изменениях условий нагружения возникает опасность деформации оболочки в процессе установки, поскольку в большинстве случаев оболочка выполняется из тонкого стального листа толщиной 10 – 20 мм при значительном диаметре в несколько метров.

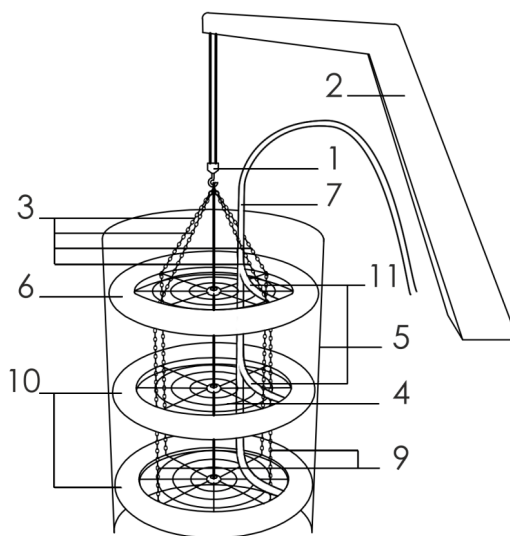


*Рисунок 7.3.12 – Пример монтажа цилиндрической оболочки с помощью траверсы
а – схема монтажа оболочки в воду, б – схема поперечного сечения оболочки*

Для исключения деформаций оболочки во время монтажа при проектировании зачастую прибегают к усложнению конструкции, вводя дополнительные раскрепляющие элементы внутри оболочки в виде стержней и диафрагм. Такое решение оказывает существенное влияние на работу наполнителя внутри оболочки после её заполнения:

возникают условия для «зависания» наполнителя на внутренних рёбрах в оболочке, с образованием пустот, полостей различной формы, изменятся условия контакта наполнителя по внутренней поверхности стального листа. Обеспечить равномерное распределение наполнителя внутри оболочки становится технологически сложно, и предусмотреть и учесть указанные изменения в работе конструкции при расчёте и проектировании – также представляется крайне затруднительным. Возникает задача разработки универсального устройства, которое стало бы основой безопасной технологии монтажа оболочки с точки зрения сохранения её эксплуатационных качеств.

Предлагаемый метод монтажа оболочки в проектное положение основан на применении универсального устройства, позволяющего безопасно установить оболочку в проектное положение. Устройство состоит из системы распределённых по высоте оболочки дисков (двух и более, в зависимости от габаритов конструкции), соединённых между собой гибкими связями. Диаметр каждого диска несколько меньше внутреннего диаметра оболочки, в результате чего несколько удерживаемых на весу краном и соединённых между собой дисков, каждый из которых находится в горизонтальном положении, могут быть помещены внутрь оболочки (рис 7.3.13).



*Рисунок 7.3.13 – Схема монтажа цилиндрической оболочки с помощью универсальных дисков
1 - средство подвески, 2 - кран, 3 - стропы, 4 - решётчатые плоские диафрагмы (складные, рисунок определяется расчётом), 5 - оболочка, 6 - надувная камера, 7, 11 - каналы, 8 - центр решётчатой плоской диафрагмы, 9 - гибкие нерастяжимые тяги, 10 - надувная камера*

Каждый диск имеет решётчатую структуру (рис. 7.3.13), в результате чего не препятствует монтажу в случае погружения оболочки в воду. По контуру каждого диска

выполнена надувная камера из прочного эластичного материала, в которую после помещения дисков внутрь стальной оболочки подаётся воздух, в результате чего камеры расширяются и распирают оболочку изнутри, надёжно соединяя её с подвесной системой дисков. После этого может быть произведён подъём оболочки (в этом случае можно обойтись без траверсы) и монтаж в проектное положение. Достижимый при использовании данного метода технический результат состоит в обеспечении равномерного распределения нагрузки от собственного веса монтируемой оболочки по её внутренней поверхности и обеспечении площадного контакта с ней.

После установки и надёжного закрепления оболочки в проектное положение воздух из камер удаляется, система дисков вынимается из оболочки и выполняется заполнение оболочки грунтом. При этом монтажные диски могут иметь складную («зонтичную») конструкцию, что позволяет (при усилении волнения на акватории) открепить и извлечь на поверхность только нижние диски, оставив верхний до заполнения нижней части полости оболочки песком через решётку верхнего диска. Предлагаемый метод исключает усложнение конструкции оболочки, обеспечивает проектные условия взаимодействия наполнителя с внутренней поверхностью оболочки и обеспечивает возможность сохранения эксплуатационных качеств конструкции в процессе монтажа. Приведённое конструктивное решение защищено патентами [189, 200].

Решение в части организации взаимодействия оболочки с основанием

Анализ картины взаимодействия заполненной оболочки с основанием позволил выработать конструктивное решение фундаментной части конструкции с введением опорной консоли.

Предлагаемое конструктивное решение направлено на обеспечение устойчивости тонких заполненных грунтом оболочек на основании за счёт устройства дополнительной поверхности опирания оболочки на грунт (опорной консоли), а также за счёт вовлечения в работу оболочки дополнительного объёма грунта обратной засыпки. Достижимый при этом технический результат выражается в распределении давления, передаваемого оболочкой на грунт основания по поверхности опорного кольца, а также за счёт включения в работу некоторого объёма грунта, расположенного «над» одним или несколькими опорными кольцами [196].

Поставленная задача решается тем, что на наружной поверхности оболочки по всему контуру её поперечного сечения из заранее подготовленных элементов устраивается опорное кольцо (полка) определённой ширины, плоскость которого перпендикулярна наружной поверхности оболочки. В результате образуется дополнительная опорная поверхность

взаимодействия оболочки с грунтом, препятствующая прорезанию грунта основания тонким опорным краем оболочки и её опрокидыванию (рис. 7.3.14).

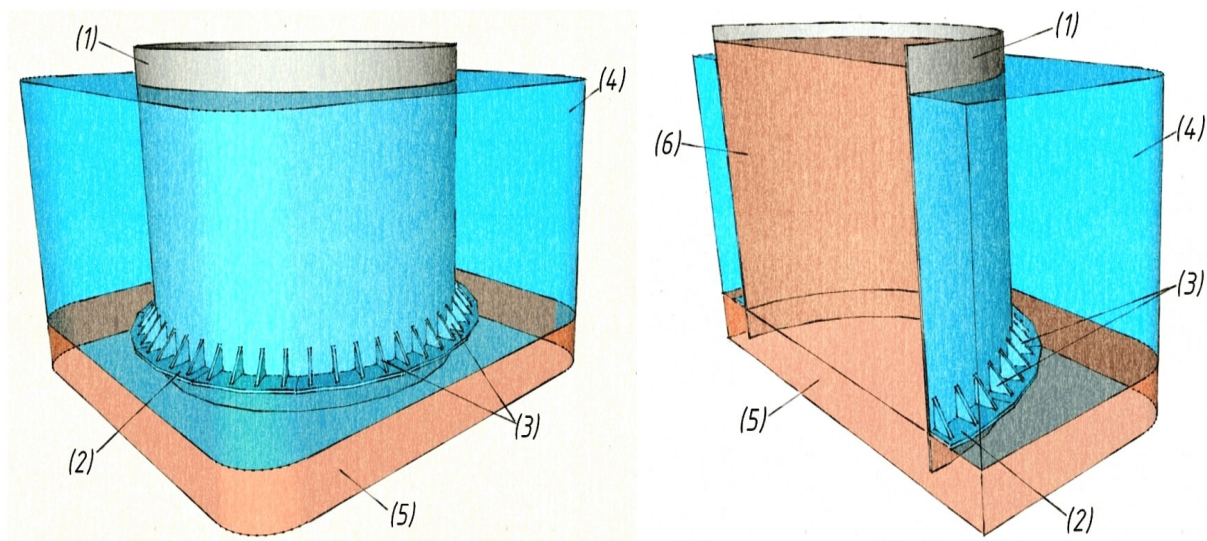


Рисунок 7.3.14 – Общий вид и разрез отдельно стоящей заполненной оболочки с опорным кольцом

1 – оболочка, 2 – опорная консоль (кольцо), 3 – рёбра жёсткости, 4 – акватория, 5 – грунт основания, 6 – грунт наполнителя

При этом плоскость кольца укрепляется дополнительными поперечными ребрами жесткости (шаг рёбер определяется расчётом), что обеспечивает необходимую прочность кольца (полки) и тонкого нижнего края оболочки при их взаимодействии с грунтом основания и засыпки (рис. 7.3.15). Рёбра жесткости могут располагаться как по одну сторону от плоскости кольца, так и по обе стороны, в зависимости от распределения зон отпора грунта по поверхности кольца, что даёт возможность применения решения при возведении сооружений для укрепления береговых линий (где часть опорного кольца передаёт давление на грунт основания: в области, где оболочка прижимается к основанию, а часть кольца вовлекает дополнительный объём наружного грунта в работу на устойчивость: в области, где на оболочку оказывает внешнее давление грунт береговой кромки) и подпорных сооружений, так и для строительства отдельно стоящих сооружений, когда по всей поверхности опорного кольца оболочка под действием нагрузки и собственного веса опирается на основание (рис. 7.3.14) [196].

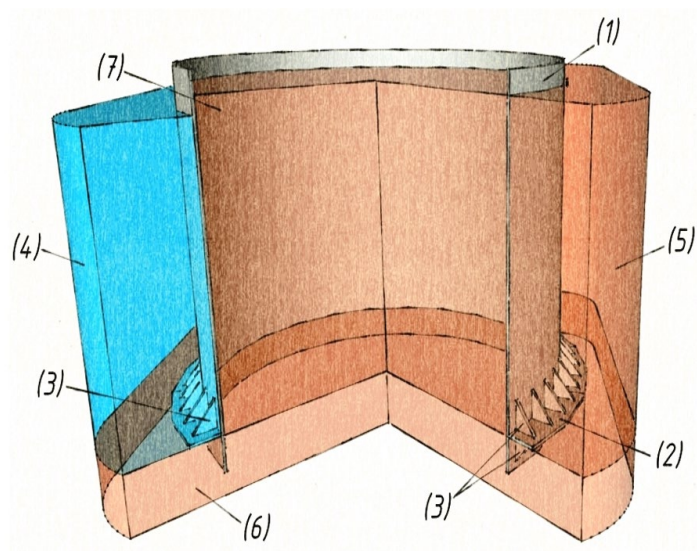


Рисунок 7.3.15 – Применение оболочки с опорной консолью в составе подпорных и берегоукрепительных сооружений

1 – оболочка, 2 – опорная консоль (кольцо), 3 – рёбра жёсткости, 4 – акватория, 5 – грунт обратной засыпки, 6 – грунт основания, 7 – грунт наполнителя

В случае применения оболочки в составе берегоукрепительного сооружения или подпорной стенки возможно устройство нескольких консолей по высоте оболочки со стороны берега или обратной засыпки (рис. 7.3.16). Это позволяет создать под всеми кольцами, за исключением нижнего, пустоты, незаполненные грунтом обратной засыпки пазух, что снижает боковое давление грунта на стенки оболочки, повышая ее устойчивость. Кроме того, нагрузка на каждую опорную пластину уменьшается пропорционально количеству устраиваемых полок.

К достоинствам решения фундаментной части оболочки в виде опорной консоли относятся:

- отсутствие необходимости проведения дорогостоящих водолазных работ для монтажа дополнительных конструктивных элементов, предназначенных обеспечить устойчивость конструкции;
- отсутствие необходимости модернизации и переоснащения оборудования для производства и монтажа оболочек;
- обеспечение устойчивости оболочки на опрокидывание без увеличения диаметра;
- возможность варьировать диаметр оболочки в зависимости от ширины опорного кольца и наоборот из условий устойчивости конструкции;

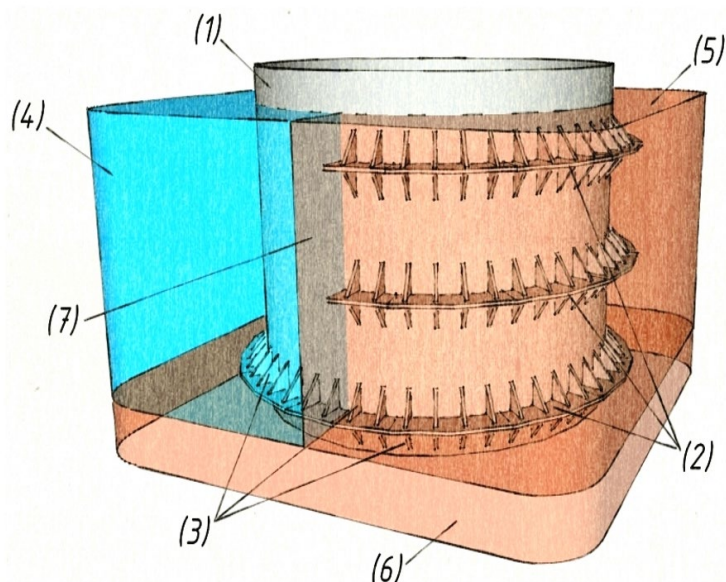


Рисунок 7.3.16 – Вариант применения опорных консолей для повышения запаса устойчивости сооружения

1 – оболочка, 2 – опорная консоль (кольцо), 3 – рёбра жёсткости, 4 – акватория, 5 – грунт обратной засыпки, 6 – грунт основания, 7 – условная граница разделения сред

- рёбра жесткости обеспечивают дополнительную прочность тонкого нижнего края оболочки;
- опорное кольцо служит дополнительным приспособлением для соблюдения точности установки конструкции в проектное положение при монтаже;
- постановкой одного или нескольких опорных колец можно добиться выравнивания давления нижней кромки оболочки на грунт основания;
- устройство нескольких опорных колец по высоте оболочки позволяет создать под всеми кольцами, за исключением нижнего, пустоты, не заполненные грунтом обратной засыпки пазух, это снижает боковое давление грунта на стенки оболочки, повышая ее устойчивость.

В зависимости от условий нагружения форма опорного элемента может быть изменена. Примером может служить ситуация, характерная преобладанием нагрузки, неравномерно распределенной по высоте, действующей преимущественно с одной стороны оболочки. Наибольшие реактивные напряжения в основании возникают под опорным элементом со стороны акватории (рис. 7.2.5). Вдоль линии, проходящей через центр тяжести оболочек, значительных напряжений под опорным элементом не наблюдается. Из этого следует, что материал опорного кольца в данных областях практически не включается в работу. Может

быть принято во внимание также неудобство, вызываемое необходимостью увеличения расстояния между смежными оболочками для возможности размещения опорных колец. В результате форма опорного элемента оболочки может быть изменена на сектор кольца (рис. 7.3.17).

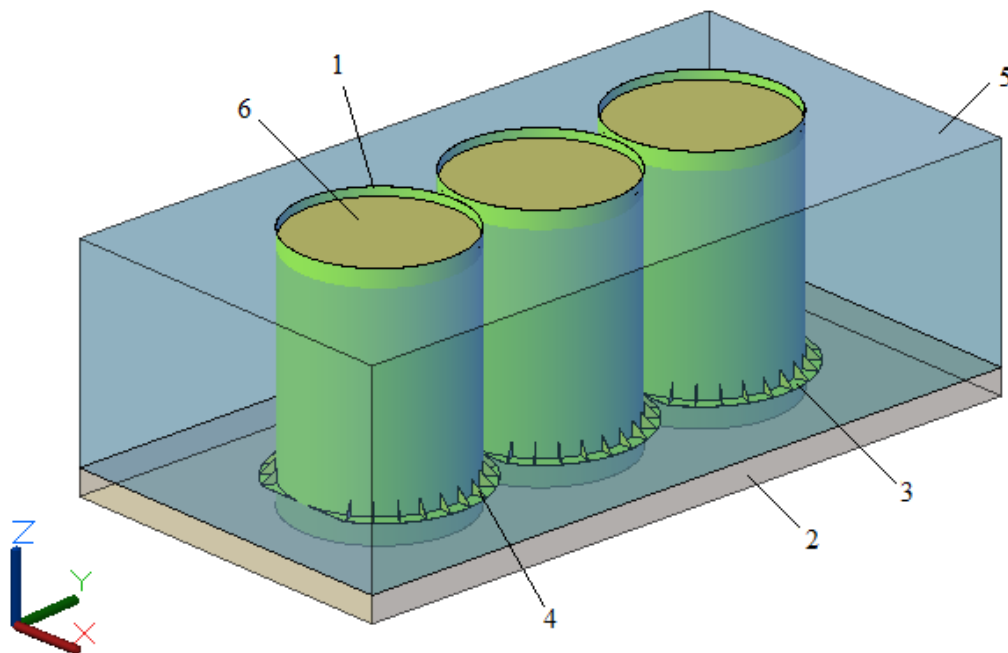


Рисунок 7.3.17 – Общий вид оболочечного сооружения с опорным элементом в форме сектора кольца: 1 – цилиндрическая оболочка; 2 – грунт основания; 3 – приопорный элемент; 4 – ребра жесткости; 5 – вода; 6 – грунт наполнителя

Приведённое конструктивное решение защищено патентами [196, 186, 190].

Решение для установки оболочек на основание, сложенное мёрзлыми грунтами

Как уже упоминалось (п. 7.1), при благоприятных инженерно-геологических условиях рассматриваемые оболочки могут быть установлены непосредственно на грунт основания. В противном случае используют искусственное основание («каменную постель»), который в большинстве случаев создаётся отсыпкой и уплотнением крупнообломочного грунта. В случае устройства сооружения в акватории – с последующим выравниванием вручную трудом водолазов. В суровых условиях производство таких работ крайне затруднено, и применение оболочек ограничивается ввиду наличия в прибрежной зоне с поверхности слабых слоёв грунта, и далее по причине неоднородности основания: наличия слабых прослоек, включений линз мёрзлого грунта [330], препятствующих погружению оболочки на необходимую глубину.

Технологические решения по погружению оболочек на заданную глубину с прорезкой слабых слоёв и мёрзлых линз открывают возможность более широкого применения тонких оболочек с наполнителем, в том числе и в условиях северных морей.

Предлагаемый метод установки оболочки в проектное положение предусматривает её монтаж с платформы килекторного судна, с баржи или с берега с соблюдением требований безопасности (ограничения по высоте волны и др.) путём погружения её в воду краном с помощью траверсы и предварительного раскрепления изнутри. При этом оболочка снабжена изнутри системой вертикальных трубок небольшого диаметра, равномерно распределённых по окружности оболочки, прикреплённых к ней заранее сваркой (рис. 7.3.18).

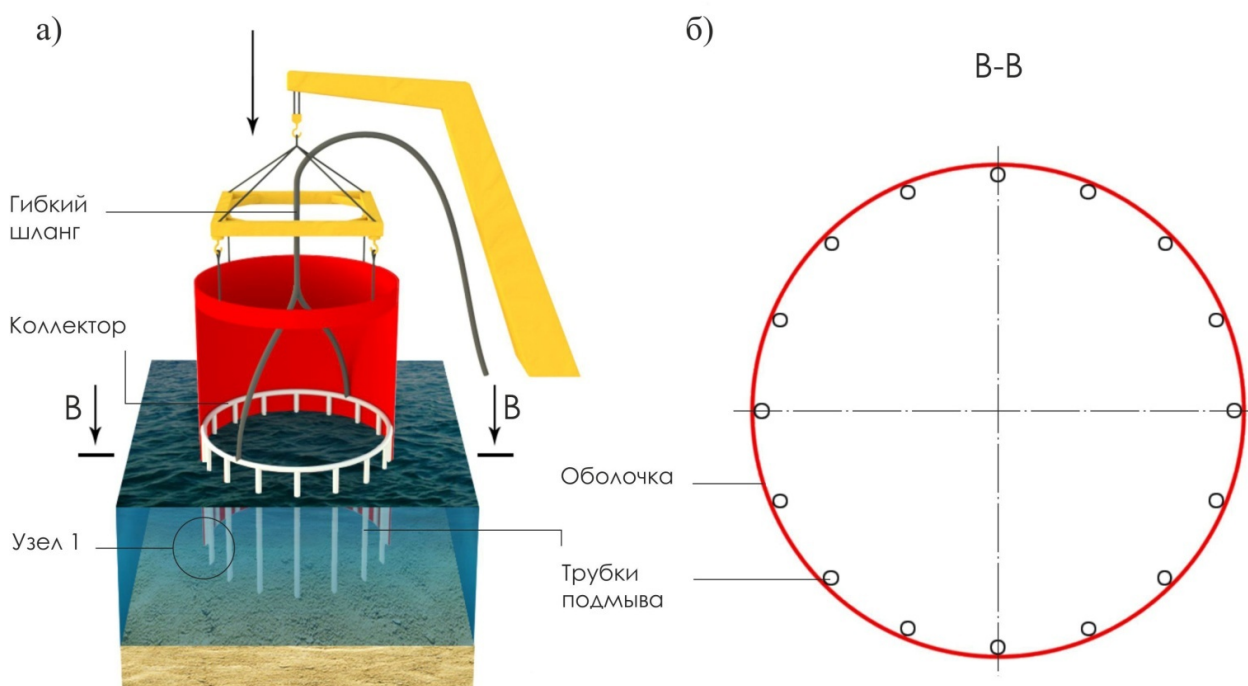


Рисунок 7.3.18 – Схема конструкции оболочки большого диаметра и метод монтажа с подмывом

а – схема монтажа оболочки, б – схема поперечного сечения оболочки

Трубки имеют заострение снизу, на уровне нижнего торца оболочки (рис. 7.3.19) и могут не доходить до верхнего края оболочки, а заканчиваться на одной трети от нижнего торца оболочки. Верхние части трубок соединены податливыми шлангами с системой подачи подогретой воды, которая под давлением поступает с берега или борта судна и при

достижении нижним торцом оболочки дно размывает грунт в области контакта оболочки с грунтом.

При этом оболочка под собственным весом или с помощью пригруза погружается на заданную глубину по мере подмыва смёрзшихся включений и других труднопреодолимых областей грунта. Далее система подачи воды может быть удалена (за исключением жёстко прикреплённых к оболочке трубок), после чего производится формирование наполнителя оболочки.

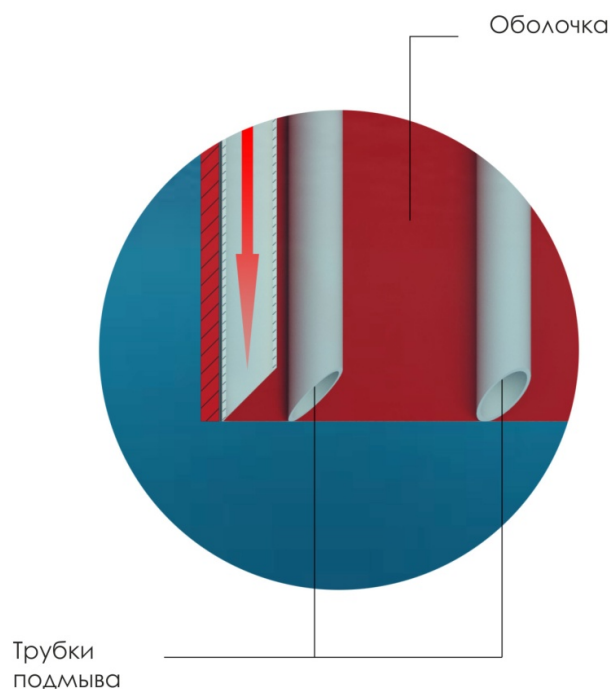


Рисунок 7.3.19 – Фрагмент нижней части оболочки (узел 1 на рис. 7.3.18)

При погружении оболочки в зоны мёрзлого грунта со временем конструкция «вмерзает» в грунт основания, в результате чего обеспечивается необходимая прочность грунта в области контакта с сооружением. Практическая разработка предложенного метода создаст возможность для расширения области применения оболочек в качестве основного опорного конструктивного элемента прибрежных сооружений арктических морей.

Приведённое конструктивное решение защищено патентом [204].

7.4. Анализ экономической эффективности применения заполненных грунтом оболочек

Совершенствование методик расчёта, опирающееся на развитие теоретических представлений о работе сооружений в составе комплексных расчётных моделей, позволяет в независимости от типа сооружения обосновать его параметры для обеспечения сохранения эксплуатационных качеств (прочности, устойчивости), и при условии соблюдения технологии выполнения строительных работ и правил и режима эксплуатации – сохранение этих качеств в течение заданного длительного периода времени (долговечность). Для решения одной и той же задачи в строительстве могут быть применены различные варианты конструкций, и если упомянутое выше условие принять априори выполненным, то в современных условиях основным фактором, определяющим предпочтение одного варианта другому, является технико-экономическая эффективность проекта.

Объективно сопоставить экономическую эффективность различных решений достаточно сложно, поскольку не всегда представляется возможным на предпроектной стадии учесть все возможные риски, могущие привести к внеплановым затратам. Однако ориентировочный анализ при равных условиях и средних значениях параметров системы вполне возможен, в том числе для сооружений из заполненных грунтом оболочек. Например, Государственным институтом проектирования на речном транспорте («Гипроречтрансом») выполнено технико-экономическое сопоставление несущих конструкций на примере железобетонных причальных набережных одинаковой высоты ($H = 7$ м) [98, 147]. Анализ данных этого исследования приведён на рис. 7.4.1.

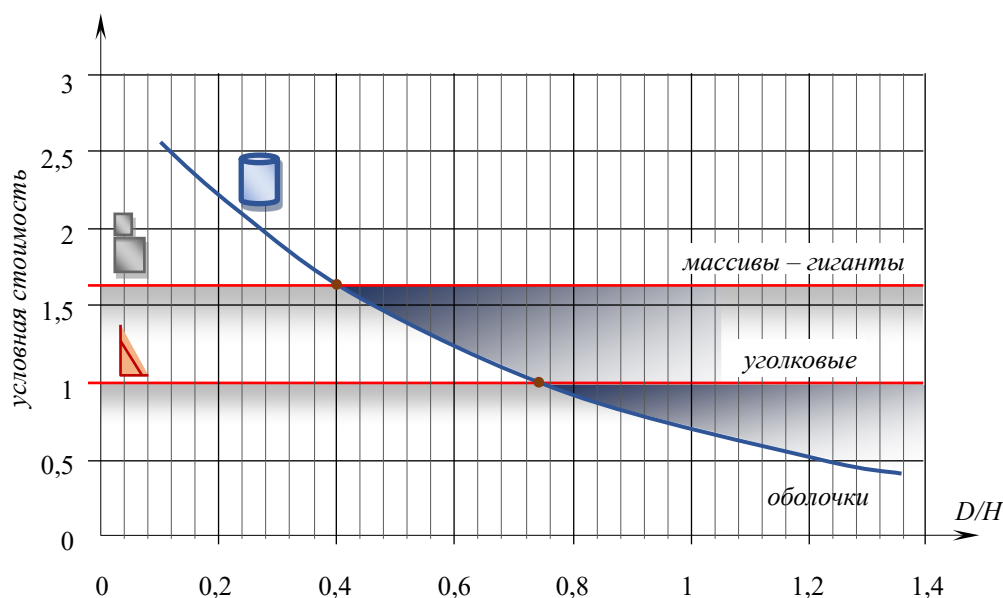


Рисунок 7.4.1 – Сравнительная стоимость железобетонных причальных сооружений

Для условий однородного грунта основания со средними показателями прочностных и деформационных свойств была определена ориентировочная стоимость возведения конструкций заполненных цилиндрических оболочек с различным соотношением D/H , а также сооружений из сборных массивов-гигантов и весьма экономичных конструкций уголкового подпорных стенок с наклонными тяжами. Приведённое сравнение вариантов выполнено для высоты, предельной в данных условиях для уголкового стенок: условная стоимость уголкового конструкции принята за единицу).

Анализ этой работы позволяет сделать вывод, что в указанных условиях, при высоте до 7 метров, на период времени исследования экономически эффективными сооружения из заполненных грунтом железобетонных цилиндрических оболочек становились при соотношении D/H , равном $0,7 \div 0,8$ и более (рис. 7.4.1). Очевидно, что одним из определяющих факторов при этом является снижение затрат на организацию заземления оболочки в основании, так как по мере увеличения диаметра при фиксированной высоте подпора H из условия устойчивости снижается требуемая величина заделки сооружения в грунт d (рис. 7.4.2).

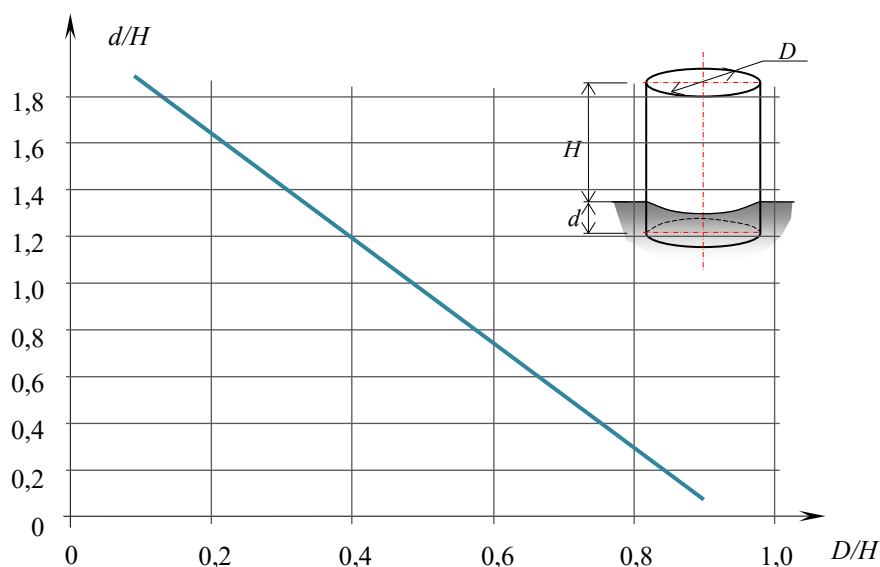


Рисунок 7.4.2 – Ориентировочная зависимость отношения требуемого заглубления оболочки d к высоте H в зависимости от соотношения D/H для однородных грунтов в основании со средними значениями прочностных и деформационных свойств

В сравнении с железобетонными оболочками стальные оболочки большого диаметра характеризуются относительной простотой изготовления, технологичностью строительства [88] и сравнительно небольшой массой. При этом анализ сопоставимых по назначению и размерам конструкций показывает [16], что цельнолистовые оболочки обеспечивают в сравнении с традиционными конструкциями из стального шпунта экономию металла до 50% и повышение производительности труда до двух раз.

Для оценки экономической эффективности применения оболочек из стали приведённые выше материалы дополнены сравнительными расчётами сметной стоимости строительства [289]. В качестве метода измерения экономической эффективности выбран метод сравнения вариантов капитальных вложений. Для определения общего экономического эффекта составлены локальные сметные расчеты на каждый вариант производства строительно-монтажных работ (СМР). При сметных расчетах использовался ресурсный и базисно-индексный методы. Сметы составлены в текущих ценах на 2000 и 2001 г и пересчитаны на 2018 г. При составлении смет использованы сборники ГЭСН, сборники ТЕР, прайс-листы на основные строительные материалы, справочные данные по часовым ставкам рабочих, стоимость машино-смен строительных машин и механизмов.

Экономическая оценка конструктивных решений выполнена на основе расчета и сравнения технико-экономических показателей (расход основных строительных материалов, натуральных измерителей и конструкций, трудовые затраты на возведение конструкций).

Для сравнения выбраны: причальная набережная уголкового профиля, железобетонная; набережная из оболочек, железобетонная; набережная из оболочек, металлическая. Все эти конструкции имеют одинаковое назначение, равную степень готовности к эксплуатации и запроектированы с учетом требований нормативных документов и технических условий для одного и того же района строительства. Для определения основных технико-экономических показателей выполняется подсчет объемов работ. Для подсчета объемов работ и сравнения вариантов задаются базовые параметры, одинаковые для всех четырех вариантов. Разность перепада верхних и нижних отметок сохранена: $H = 7$ м. Грунты крупнообломочные, угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$, удельный вес грунта $\gamma = 19$ кН/м³, удельное сцепление $c = 0$ кПа.

В ходе расчета были составлены локальные ресурсные ведомости и выполнен локальный ресурсный сметный расчет⁸. Результаты расчета для несущей части конструкции приведены в табл. 7.4.1 (не учтены сметная прибыль и накладные расходы). Для заданных условий причальные набережные из металлических оболочек при $D/H = 0,5$ экономически эффективны и соизмеримы по стоимости с уголковыми причальными стенками, при этом выбранная высота подпора является пороговой: в отличие от сооружений из оболочек, возведение уголковых стенок большей высоты приведёт к значительному усложнению конструкции и росту затрат, в результате чего при большей высоте подпора уголковые конструкции не применяются.

⁸ Расценки на материалы, машины и механизмы, а также ФОТ приняты соответственно по Государственным элементным сметным нормам (ГЭСН-2001) и территориальным единичным расценкам (ТЕР) на строительные работы. Расценки на неучтенные материалы приняты по Федеральным сборникам сметных цен на материалы, изделия и конструкции, применяемые в строительстве (ФССЦ-2001).

Таблица 7.4.1 – Сравнение результатов расчетов (в ценах 2018 г.)

№	Наименование конструкции	Материалы, руб/мп	Машины и механизмы, руб/мп	Заработная плата, руб/мп	Итого, руб/мп
1	Стенка уголковая	341 159,03	7 383,49	6 504,27	355 046,79
2	Оболочка железобетонная	579 875,93	48 597,68	27 638,47	656 112,08
3	Оболочка металлическая	134 041,05	151 588,7	42 533,83	328 163,58

Сопоставление результатов с приведённым выше анализом затрат на возведение железобетонных конструкций позволяет сделать вывод о том, что применение стали в качестве основного материала позволяет расширить область экономической эффективности заполненных грунтом оболочек для соотношений $D/H = 0,5 \div 0,7$ и более. При большей высоте подпора основную конкуренцию оболочкам составляют тонкие заанкеренные и взаимозаанкеренные стенки (больверки) и высокие свайные ростверки, которые при больших объёмах капитальных вложений характеризуются более сложным напряжённо-деформированным состоянием, приводящим к снижению их долговечности при эксплуатации в морской воде. (п. 1.2 работы, рис. 1.2.1, 1.2.2). Сравнительная стоимость строительно-монтажных работ (СМР) на примере грузовой набережной высотой H до 10 м для трёх вариантов (заанкеренный больверк из трубошпунта ШТС Ø920 мм толщиной стенки $t = 14$ мм; оболочки $D = 10,5$ м, $t = 20$ мм; высокий монолитный ж/б ростверк с тыловой шпунтовой стенкой из Ларсен 5-УМ) приведена на рис. 7.4.3 (на 10 м. пог.). В результате стоимость СМР на возведение набережной из оболочек в 1,2 и в 1,46 раза ниже стоимости альтернативных вариантов.

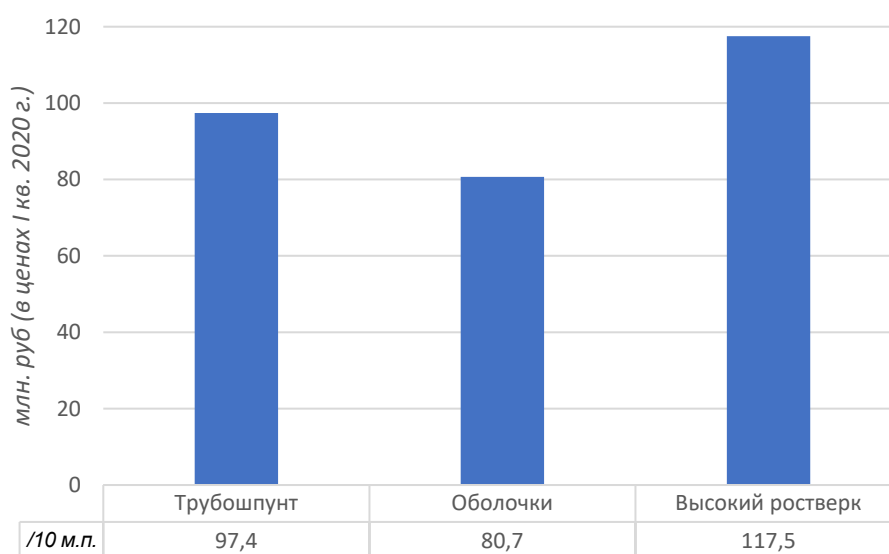


Рисунок 7.4.3 – Стоимость строительно-монтажных работ (на 10 м. пог. грузовой набережной в ценах I кв. 2020 г.)

7.5. Выводы по Главе 7

1. В результате проведённых исследований обоснована возможность и показан потенциал расширения области применения конструкций из заполненных грунтом оболочек в части функции сооружения, материала элементов, инженерно-геологических условий, климатических условий применения.

2. На основе исследований предложено конструктивное решение фундаментной части конструкции с введением опорной консоли. Задача определения оптимальной ширины опорной консоли решена на основе исследования зависимости величины и распределения напряжений в основании заполненной оболочечной конструкции, испытывающей внецентренное нагружение.

3. Результаты исследований показали, что модель жёсткого круглого штампа, традиционно используемая для описания взаимодействия сооружений из оболочек с грунтом основания [15], даёт принципиально отличные результаты в сравнении с базовой моделью. Расхождения наблюдаются как в величине абсолютных перемещений, так и в характере взаимодействия элементов системы; обосновывается необходимость введения численных моделей. Предложен конструктивный приём введения опорной консоли, который позволяет снизить величину перемещений и приблизиться к расчётной модели штампа по характеру взаимодействия опорной части сооружения с основанием.

4. Выполнено обоснование технологической последовательности возведения протяжённого сооружения из заполненных оболочек из условия соблюдения равномерности распределения напряжений в основании и минимизации деформаций конструкции. Определены варианты возведения, в большей или меньшей степени приводящие к накоплению деформаций по мере возведения сооружения.

5. Определена рациональная схема установки оболочек в состав сооружения с точки зрения учета распределения напряжений и деформаций в основании сооружения. Последовательность возведения сооружения включает установку оболочек в линию протяжённого сооружения с соблюдением промежутков, достаточных для установки аналогичных промежуточных конструкций, монтаж которых осуществляется вторым этапом. Результаты исследований применимы к разработке технологической части проектов возведения сооружений, образуемых установкой готовых оболочек с последующим заполнением.

6. На основе проведённых в работе исследований в части особенностей взаимодействия компонентов конструкции заполненной оболочки между собой и с грунтовым основанием, предложены новые технические решения конструкции заполненной оболочки, а также технологические приёмы монтажа конструкции и организации взаимодействия с основанием.

7. Предложено решение по технологии монтажа оболочек в составе протяжённых сооружений, позволяющее обеспечить равномерное распределение нагрузки от собственного веса монтируемой оболочки по её внутренней поверхности и избежать деформаций тонкой оболочки в процессе установки в проектное положение.

8. Предложено решение в части организации взаимодействия оболочки с основанием, направленное на обеспечение устойчивости тонких заполненных грунтом оболочек на основании за счёт устройства дополнительной поверхности опирания оболочки на грунт (опорной консоли), а также за счёт вовлечения в работу оболочки дополнительного объёма грунта обратной засыпки. Для случая установки оболочек на основание, сложенное мёрзлыми грунтами, разработано техническое решение, позволяющее погружать оболочки в основание на заданную глубину с прорезкой слабых слоёв и мёрзлых линз и открывающее возможности более широкого применения тонких оболочек с наполнителем, в том числе и в условиях северных морей.

9. В рамках анализа экономической эффективности применения тонких заполненных грунтом оболочек выполнены сравнительные расчёты сметной стоимости строительства на примере объекта при различных технических решениях несущей конструкции. Показано, что в современных условиях применение рассматриваемых конструкций является экономически оправданным; при этом экономический эффект при прочих равных условиях обеспечивается при определённом соотношении основных размеров оболочечной конструкции.

Заключение

В диссертационном исследовании решена научная проблема обоснования условий взаимодействия элементов сооружений из оболочек с наполнителем, а также моделирования и организации передачи нагрузки от оболочечной конструкции на грунтовое основание. В результате решения обозначенной проблемы сформирована инженерная методика, предназначенная к применению в процессе конструирования, расчёта и проектирования сооружений, выполненных из заполненных тонкостенных оболочек, в том числе планируемых к возведению в регионах со сложными климатическими условиями. Проблема имеет важное хозяйственное значение в свете расширения области применения экономичных комбинированных несущих конструкций, основным элементом которых является грунт. В работе изложены также новые научно обоснованные технические, технологические решения в части конструирования сооружений из заполненных оболочек, направленные на повышение устойчивости сооружений на основании, а также новые технологические приёмы монтажа конструкции и организации взаимодействия с основанием.

Выводы, научные и практические результаты работы сводятся к следующему.

1. Разработано аналитико-численное решение для реализации модели взаимодействия элементов системы «гидротехническое сооружение-основание», составленной с использованием положений технической теории оболочек и методов численного моделирования. Для решения поставленной задачи:

- выполнен анализ основных направлений теоретических и экспериментальных исследований заполненных оболочек в области гидротехнического строительства. Показано, что в настоящее время исследования в данной области направлены на решение конкретных прикладных задач, среди которых в рамках отдельного актуального направления выделяется исследование взаимодействия тонких оболочек с внутренним наполнителем и основанием в составе гидротехнических сооружений;

- рассмотрено аналитическое решение определения напряженно-деформированного состояния цилиндрических оболочек на сжимаемом основании, основанное на технической теории оболочек В.З. Власова, при соответствующих ограничениях;

- сформирована численная модель взаимодействия тонкой цилиндрической оболочки с грунтом наполнителя и основанием для условий статического и динамического нагружения; реализована методика численного моделирования внецентренно нагруженных оболочечных

конструкций с наполнителем, предназначенная к применению при построении расчётных моделей гидротехнических сооружений в специализированных программно-вычислительных комплексах;

- поставлена задача калибровки модели: для определения параметров взаимодействия на контакте оболочки и наполнителя запланирована серия экспериментов на физических моделях конструкции;

- с целью верификации численной модели поставлена задача разработки более строгой в математическом отношении теоретической модели, основанной на описании напряжённого состояния грунтового основания с учётом развития полей скольжения.

2. Разработан и апробирован метод экспериментального определения параметров модели контакта наполнителя с поверхностью оболочки. Для решения поставленной задачи:

- предложена методика сопоставления расчётных и экспериментальных перемещений характерных точек системы при условии соблюдения идентичности условий расчётного и экспериментального моделирования;

- сконструированы и применены экспериментальные установки, позволяющие проводить комплексные исследования моделей гидротехнических сооружений из заполненных оболочек на податливом основании при действии статических и динамических нагрузок;

- проведены модельные испытания конструкции внецентренно нагруженной тонкостенной цилиндрической оболочки с наполнителем на сжимаемом основании; получены опытные данные о характеристике и особенностях работы заполненной оболочки, как несущей основы гидротехнического сооружения, содержащего грунт как основной конструктивный элемент, при статическом и динамическом нагружении;

- установлен диапазон значений параметра модели, описывающего условия контакта грунта с поверхностью оболочки.

3. Разработана теоретическая модель, функционально связывающая параметры грунта основания и размеры сооружения с максимальной нагрузкой, которую сооружение воспринимает без потери несущей способности основания. Для решения поставленной задачи:

- разработана теоретическая модель оценки устойчивости сооружений из заполненных грунтом оболочек; в основу модели и методики расчёта положены решения о предельном напряжённом состоянии грунтового массива с дальнейшим использованием уравнений статического равновесия;

- выполнены поверочные расчёты, показавшие приемлемость предложенной базовой расчётной модели для оценки напряжённо-деформированного состояния рассматриваемых

сооружений;

- показана возможность использования сравнительно простой теоретической модели на ранних стадиях проектирования для предварительного подбора параметров системы «гидротехническое сооружение-основание»; разработана и зарегистрирована компьютерная программа для ускорения и автоматизации расчёта.

4. Построена инженерная методика расчёта и проведена апробация предложенной расчётной модели для оценки напряжённо-деформированного состояния цилиндрических оболочек с наполнителем при расчёте и проектировании сооружений гидротехнического, промышленного и транспортного строительства. Для решения поставленной задачи:

- выполнен анализ нормативных методик расчёта, охватывающих процесс проектирования гидротехнических сооружений из заполненных грунтом оболочек, обозначены ограничения решаемых задач в рамках действующих норм. Поставлен ряд актуальных вопросов, касающихся совершенствования методов расчёта рассматриваемых сооружений;

- разработана классификация внецентренно-нагруженных сооружений из заполненных оболочек по признаку вовлечения грунта основания в обеспечение устойчивости. Критерий классификации отражает долю удерживающего момента на уровне подошвы, обеспечиваемого собственным весом сооружения, и относит сооружение к категории гравитационных, полугравитационных сооружений, либо тонких стенок, что позволяет предварительно определить расчётную схему сооружения, принимая во внимание как размеры конструкции, так и физико-механические свойства грунтового основания;

- установлен диапазон эффективных значений соотношений размеров оболочки с учётом деформационных свойств наполнителя из условия оптимальности распределения усилий в оболочке;

- предложена последовательность расчёта гидротехнических сооружений из внецентренно-нагруженных заполненных оболочек, установленных на грунтовом основании. Алгоритм расчёта построен на основе анализа нормативных методик расчёта, в разной степени охватывающих процесс проектирования конструкций из заполненных оболочек, с учётом результатов исследований;

- в составе общей последовательности расчёта приведены методики определения нагрузок, адаптированные применительно к заполненным оболочкам и использующиеся в случае отсутствия соответствующего программного инструмента при формировании численных моделей, либо как альтернатива для их проверки;

- предложенная последовательность расчётного моделирования сооружений из

заполненных оболочек расширена введением процедуры проверки и редактирования параметров системы, которая предполагает увязку на ранних стадиях проектирования исходных параметров системы с заданными грунтовыми условиями (на основе предложенной теоретической модели);

- в последовательность расчёта введён модуль формирования модели напряжённо-деформированного состояния сооружения, включающий построение конечно-элементной трёхмерной модели сооружения, с последующим уточнением параметров системы и окончательным выводом о сохранении эксплуатационных качеств сооружения;

- приведена методика формирования расчётной динамической модели системы «гидротехническое сооружение-основание»; включающая способ учёта демпфирующих свойств грунта, как основного элемента системы, основанный на назначении расчётного частотного диапазона, и позволяющий определить коэффициенты Релея при заданном уровне демпфирования. Приведён пример определения предельно возможной величины сейсмичности площадки в зависимости от допустимых величин перемещений и напряжений в элементах, с учётом оценки возможности возникновения и развития зон разжижения грунта.

5. Разработаны новые технические решения конструкций из заполненных оболочек, а также технологические приёмы монтажа конструкции и организации взаимодействия с основанием. Для решения поставленной задачи:

- разработан способ повышения устойчивости сооружений из заполненных оболочек введением опорной консоли: предложено конструктивное решение, позволяющее обеспечить равномерное распределение напряжений в грунтовом основании на контакте с оболочкой, а также конструктивно обеспечить соблюдение расчётной глубины погружения оболочки в несущий слой грунта при её монтаже; решена задача определения оптимальной ширины опорной консоли с учётом распределения напряжений в основании заполненной оболочки;

- предложено решение по технологии монтажа оболочек в составе протяжённых гидротехнических сооружений, позволяющее обеспечить равномерное распределение нагрузки от собственного веса монтируемой оболочки по её внутренней поверхности и избежать деформаций тонкой оболочки в процессе установки в проектное положение;

- для случая установки оболочек на основание, сложенное мёрзлыми грунтами, разработано техническое решение, позволяющее погружать оболочки в основание на заданную глубину с прорезкой слабых слоёв и мёрзлых линз и открывающее возможности более широкого применения тонких оболочек с наполнителем, в том числе в условиях северных морей;

- определена рациональная схема установки оболочек в состав протяжённого

гидротехнического сооружения с учетом характера распределения напряжений и деформаций в основании;

- разработанные теоретические положения в отношении устойчивости оболочек с наполнителем реализованы в виде программы для персонального компьютера (св-во № 2020618170 от 21.07.2020), позволяющей выполнить проверку принятых параметров расчётной схемы.

Основные результаты достигнуты в период с 2010 года и обобщены по мере выполнения научно-исследовательской работы в рамках исполнения Плана фундаментальных научных исследований при реализации государственной программы "Научно-технологическое развитие Российской Федерации" (НИР 3.1.1.13., 2021÷2023 г.г.) [182], и плана реализации государственной программы "Развитие науки и технологий" (НИР 7.4.17., 2020 г., НИР 7.1.19., 2013 г.) [183], [184].

Литература

1. ВСН 110-64. Технические указания по проектированию и строительству фундаментов и опор мостов из сборных железобетонных оболочек. – М.: Стройиздат, 1965. – 262 с.
2. ВСН 311-89. Монтаж стальных вертикальных цилиндрических резервуаров для хранения нефти и нефтепродуктов объемом от 100 до 50000 м³. – М.: Минмонтаж-спецстрой, 1990. – 48 с.
3. ВСН 5-84. Применение природного камня в морском гидротехническом строительстве – М.: Минморфлот, 1984. – 7 с.
4. ГОСТ 19185-73 Гидротехника. Термины и определения. – М.: Госстандарт, 1973. – 22 с.
5. ГОСТ 25100-2020. Грунты. Классификация. – М.: Стандартинформ, 2020. – 38 с.
6. ГОСТ 56353-2015. Методы лабораторного определения динамических свойств грунтов – М.: Стандартинформ, 2015. – 35 с.
7. ГОСТ Р 8.736-2011. Национальный стандарт Российской Федерации. Измерения прямые многократные. Методы обработки результатов измерений. Основные положения. – М.: Стандартинформ, 2019. – 20 с.
8. МГСН 2.07-97 «Основания, фундаменты и подземные сооружения». – Москва, 1998. – 109 с.
9. МГСН 4.04-94. Многофункциональные здания и комплексы. Система нормативных документов в строительстве московские городские строительные нормы. Правительство Москвы, 1994. – 61 с.
10. Р 31.3.02-98. Рекомендации по проектированию морских портовых гидротехнических сооружений в сейсмических районах при наличии в основании слабых грунтов (Пособие к Инструкции по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений РД 31.31.55-93)». – Введ. 1998-10-04. – В.: изд-во АОТ «ДНИИМФ», 1998. – 27 с.
11. РД 31.3.05-97 Нормы технологического проектирования морских портов. – М.: Минтранс РФ, 1998. – 177 с.
12. РД 31.31.33-85. Рекомендации по проектированию глубоководных портовых гидротехнических сооружений с использованием сварных шпунтов – Введ. 1985-07-01. – М.: Союзморниипроект Минморфлота, 1985. – 35 с.

13. РД 31.31.55-93. Инструкция по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений – Введ. 1993-01-06. (взамен РД 31.31.27-31, ВСН 3-80/ММФ) – М.: Федеральная служба морского флота России, 1993. – 147 с.
14. РД 31.35.10-86. Правила технической эксплуатации портовых сооружений и акваторий – Введ. 1988-01-01 (взамен РТМ 31.3009-76) – М.: Мортехинформреклама, 1988 – 200 с.
15. РТМ 31.3013-77. Руководство по расчету морских гидротехнических сооружений из оболочек большого диаметра. – М.: ЦРИА "Морфлот", 1978. – 62 с.
16. РТМ 36.44.12.1-90. Проектирование и строительство портовых гидротехнических сооружений с применением стальных оболочек большого диаметра. – СПб.: ВНИИГС, 1992. – 63 с.
17. СН-РФ 54.1-85. Указания по проектированию причальных набережных. Книги 1; 3. Разделы 1, 6, 7. – М.: Гипроречтранс, 1987. – 287 с (кн. 1); 52 с (кн.3).
18. СНиП 3.02.01-87*. Земляные сооружения, основания и фундаменты – М.: ФГУП ЦПП, 2007. – 124 с.
19. СНиП 3.04.03-85. Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии. – М.: Госстрой, 1985. – 32 с.
20. СНиП 3.07.01-85*. Гидротехнические сооружения речные/Госстрой России – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 28 с.
21. СНиП 3.07.02-87*. Гидротехнические морские и речные транспортные сооружения/Госстрой России – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 68 с.
22. СП 101.13330.2012. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения (актуализированная редакция СНиП 2.06.07-87) (взамен СНиП II-55-79) – М.: Минрегион России, 2012. – 68 с.
23. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах (актуализированная редакция СНиП II-7-81*) (взамен СП 14.13330.2011, СНиП II-7-81, СНиП II-А.12-69) – М.: Минрегион России, 2014. – 125 с.
24. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции (актуализированная редакция СНиП II-23-81*) – М.: Минрегион России, 2017. – 140 с.
25. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*) – М.: Стандартинформ, 2016. – 74 с.
26. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений (актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*) (взамен СНиП II-15-74 и СН 475-75) – М.: Минстрой России, 2016. – 220 с.
27. СП 23.13330.2018. Основания гидротехнических сооружений (актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85*) (взамен СНиП II-16-76) – М.: Минстрой России, 2018. – 96 с.

28. СП 25.13330.2012. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах (актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88) (взамен СНиП II-18-76) – М.: Минрегион России, 2012. – 117 с.
29. СП 268.1325800.2016. Транспортные сооружения в сейсмических районах – М.: Стандартинформ, 2017. – 53 с.
30. СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии (актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85) (взамен СНиП II-В.9-73, СНиП II-28-73, СН 65-67) – М.: Минстрой России, 2017. – 110 с.
31. СП 287.1325800.2016 Сооружения морские причальные. Правила проектирования и строительства – М.: Минстрой России, 2016. – 195 с.
32. СП 32-103-97. Проектирование морских берегозащитных сооружений (взамен ВСН 183-74) – М.: Корпорация «Трансстрой», 1998. – 221 с.
33. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. (актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*) – М.: Минрегион России, 2011. – 340 с.
34. СП 358.1325800.2017. Сооружения гидротехнические. Правила проектирования и строительства в сейсмических районах – М.: Стандартинформ, 2018. – 35 с.
35. СП 38.13330.2018. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) (актуализированная редакция СНиП 2.06.04-82*) (взамен СНиП II-57-75, СН 288-64) – М.: Стандартинформ, 2019. – 101 с.
36. СП 381.1325800.2018. Сооружения подпорные. Правила проектирования. – М.: Стандартинформ, 2018. – 104 с.
37. СП 41.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений (актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87) (взамен СНиП II-56-77) – М.: Минрегион России, 2012. – 67 с.
38. СП 46.13330.2012. Мосты и трубы. (актуализированная редакция СНиП 3.06.04-91) – М.: Минрегион России, 2012. – 141 с.
39. СП 58.13330.2019. Гидротехнические сооружения. Основные положения (актуализированная редакция СНиП 33-01-2003) (взамен СНиП 2.06.01-86) – М.: Стандартинформ, 2020. – 34 с.
40. Абдурауфов, Х.Ш. Экспериментальные исследования моделей сооружений на динамические воздействия / Х.Ш. Абдурауфов, П.А.Ясунов, Ф.Ф. Хакимов // Материалы республ. науч.-практ. конф. «Повышение сейсмической безопасности городов и населенных пунктов (Душанбе)». – 2017. – С. 102-109.
41. Акбиев, Р.Т. Экспериментальная оценка пригодности фасадных систем при строительстве в сейсмических районах Российской Федерации / Р.Т. Акбиев, В.И. Смирнов,

Д.А. Киселев [и др.] // Труды VII Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию с международным участием. Сочи. – 2007.

42. Алипов, В.В. Исследование давления грунтового заполнителя в ячеистых конструкциях гидротехнических сооружений: Автореферат дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук / Всесоюз. науч.-исслед. ин-т водоснабжения, канализации, гидротехн. сооружений и инж. гидрогеологии. – М., 1967. – 41 с.

43. Алмазов, В.О. Поперечные колебания цилиндрической оболочки, нагруженной периодической силой.: В кн.: Исследования оградительных сооружений морских портов / В.О. Алмазов, Г.Н. Смирнов // Сб. трудов МИСИ им. В.В. Куйбышева. – 1970. – №78. – с. 86.

44. Алфутов, Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем / Н.А. Алфутов. - М: Машиностроение, 1978. – 312 с.

45. Алфутов, Н.А. Расчет многослойных пластин и оболочек из композиционных материалов / Н.А. Алфутов, П.А. Зиновьев, Б.Г. Попов – М.: Машиностроение, 1984. – 264 с.

46. Амбарцумян, С.А. Общая теория анизотропных оболочек / С.А. Амбарцумян. – М.: Наука, 1974. – 446 с.

47. АО «Межрегионтрубопроводстрой»: перспективы предстоящего года // Газовая промышленность. – 2019. – №4 (783). – С. 16-18.

48. Апельсин, В.Г. Исследование работы ячеистых конструкций при воздействии горизонтальной нагрузки / В.Г. Апельсин, О.Е. Карпухина // Развитие методов расчета морских портовых сооружений. – М.: Транспорт, 1985. – С. 11-17.

49. Апсеметов, М. Ч. Экспериментальные исследования колебания моделей сельских зданий на сейсмоплатформе / М. Ч. Апсеметов, Н. У. Шамшиев, А. М. Апсеметов // Апробация. – 2017. – № 2(53). – С. 43-47.

50. Артемкин, А.П. Оценка прочности и устойчивости конструкции оградительного сооружения в строительный и эксплуатационный периоды / А.П. Артемкин, В.Б. Глаговский, В.С. Прокопович, С.А. Соснина // Труды 14-ой Международной конференции по освоению ресурсов нефти и газа Российской Арктики и континентального шельфа стран СНГ «RAO/CIS Offshore 2019» – СПб. – 2019.

51. Ассоциация морских торговых портов [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.morport.com/rus/content/statistika-0> – Грузооборот морских портов России. – (Дата обращения: 08.07.2023).

52. Барамидзе, Ж.И. Лабораторные исследования ячеистых палов / Ж.И. Барамидзе // Научно-технические проблемы проектирования, строительства и эксплуатации морских портов. – М., 1985. – С. 115-122.

53. Барштейн, М.Ф. Колебания протяженных в плане сооружений при землетрясениях/ М.Ф. Барштейн // Строительная механика и расчет сооружений. – 1968. – №6. – с. 30-36.

54. Барштейн, М.Ф. Приложение вероятностных методов к расчету сооружений на сейсмические воздействия / М.Ф.Барштейн // Строительная механика и расчет сооружений. – 1960. – №2. – С. 6-14.
55. Бахтин, Б.М. Динамическое взаимодействие негрунтовых и грунтовых элементов гидротехнических сооружений, возводимых в сейсмических районах. Автореф. дисс. д.т.н. – 2005. – 279 с.
56. Бахтин, Б.М. Особенности взаимодействия грунта-заполнителя с ячеистыми конструкциями подпорных гидротехнических сооружений / Б.М. Бахтин, В.П. Шарков // Научно-практический журнал Природообустройство. – 2014. – № 4. – С. 31-37.
57. Безухов, Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н.И. Безухов. – М: Высшая школа, 1961. – 531 с.
58. Беккер, А.Т. Вероятностные характеристики ледовых нагрузок на сооружения континентального шельфа / А.Т. Беккер. – Владивосток.: Дальнаука, 2005. – 345 с.
59. Беккер, А.Т. К расчёту ячеистых конструкций морских гидротехнических сооружений / А.Т. Беккер, В.И. Селивёрстов // Гидротехнические сооружения. – Владивосток: Изд-во ДВГУ, 1981. – С. 48-52.
60. Беккер, А.Т. Некоторые результаты лабораторных исследований ячеистых конструкций морских ГТС в грунтовом лотке / А.Т. Беккер, В.И. Селиверстов // Гидротехнические сооружения. – Владивосток: Изд-во ДВГУ, 1986. – С.147-151.
61. Беккер, А.Т. Исследования напряжённно-деформированного состояния оболочечных конструкций с наполнителем / А.Т. Беккер, Н.Я. Цимбельман, В.И. Селиверстов, Т.И. Чернова // Вестник Иркутского государственного технического университета. – 2013. – № 8. – С. 64-70.
62. Беккер, А.Т. Определение параметров и верификация математической модели конструкций из заполненных оболочек на сжимаемом основании / А.Т. Беккер, Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 2016. – т. 280. – С. 10-23.
63. Беккер, А.Т. Применение оболочечных конструкций с упругим наполнителем в строительстве / А.Т. Беккер, Н.Я. Цимбельман // Вестник инженерной школы. – 2010. – № 2(4). – С. 27-34.
64. Беллендир, Е.Н. Научное обоснование проектирования гравитационных опорных блоков морских ледостойких платформ и их сопряжения с грунтовым основанием: диссертация ... доктора технических наук: 05.23.07. – СПб. – 2006. – 284 с.
65. Беллендир, Е.Н. Обоснование проектирования стационарных сооружений на арктическом шельфе/ Е.Н. Беллендир, В.Б. Глаговский, Н.Ф. Кривоногова, Д.Д. Сапегин //Гидротехническое строительство. – 1997. – № 7. – С. 31-35.

66. Беллендир, Е.Н. Опыт обоснования конструкций платформ гравитационного типа для грунтовых условий шельфа о. Сахалин / Е.Н. Беллендир, В.Б. Глаговский, А.В. Котов, А.А. Малютин // Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. – 2000. – т. 238. – С. 96-100.
67. Беляев, В.С. Актуальные проблемы расчета и проектирования сейсмостойких заглубленных сооружений // Труды VII Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию с международным участием. Сочи. – 2007.
68. Бержинский, Ю.А. Экспериментальные исследования механизма перехода фрагмента безригельного каркаса в предельное состояние. Институт земной коры СО РАН (г. Иркутск) / Ю.А. Бержинский, Л.П. Бержинская // Труды VII Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию с международным участием. – Сочи. – 2007.
69. Бидерман, В.Л. Механика тонкостенных конструкций. Статика / В.Л. Бидерман. – М.: Машиностроение, 1977. – 488 с.
70. Бимбад, Г.Е. Устойчивость оболочек большого диаметра с горизонтальным анкером. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук – Москва: МИСИ, 1984. – 175 с.
71. Бирбрайер, А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость / А.Н. Бирбрайер. – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.
72. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1982. – 352 с.
73. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин. – М.: Стройиздат, 1971. – 254 с.
74. Будин, А.Я. Тонкие подпорные стенки. / А.Я. Будин. – М.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1974. – 192 с.
75. Бульба, В.А. Напряженно-деформированное состояние цилиндрической оболочки с упругим весовым наполнителем в общем случае нагружения / В.А. Бульба, А.Д. Грусков // Тр. Всес. заочн. политехи. ин-та, вып. 81. – 1973. – С. 155-159.
76. Бюттнер, О. Сооружение. Несущая конструкция. Несущая структура. Анализ живой природы и градообразующей среды / О. Бюттнер, Э. Хампе. Пер. с нем. – М.: Стройиздат, 1983. – 340 с.
77. Варвак, А.П. Устойчивость цилиндрической оболочки с вязкоупругим наполнителем / А.П. Варвак, А.С. Стапаненко // Прикладная механика. – 1968. – т. IV, в. 6. – С. 69-73.

78. Велихов, Е.П. Программа АО «Росшельф» и РАО «Газпром» освоения арктического шельфа России/ Е.П. Велихов, Б.А. Никитин, Л.И. Ровнин, Г.А. Шамраев // РАО-95 «Освоение шельфа арктических морей России». – СПб. – 1995. – С. 22-24.
79. Веников, В.А. Теория подобия и моделирования / В.А. Веников. – М: ВШ, 1976 – 479 с.
80. Виды резервуаров для хранения нефтепродуктов. Уралнефтемаш [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://uralneftemash.com/blog/vertikalnye-stalnye-rezervuary-raznovidnosti-i-primeneniye/> – (Дата обращения: 08.07.2023).
81. Винокуров, А.А., Введение в экономическую географию и региональную экономику России / А.А. Винокуров, В.Г. Глушкова, Е.Л. Плисецкий, Ю.А. Симагин. – Москва: Гуманитарный издательский центр «ВЛАДОС», 2008. – 550 с.
82. Власов, В.В. Исследование устойчивости ортотропных цилиндрических оболочек с наполнителем / В.В. Власов. – М., 1975. – вып. 11. – №11. - С. 45-49.
83. Власов, В.В. К вопросу об устойчивости оболочек из композитных материалов, скрепленных с упругим наполнителем / В.В. Власов – М., 1973. – №3, С. 544-547.
84. Власов, В.В. Исследование устойчивости тонкостенных цилиндрических оболочек с наполнителем / В.В. Власов, А.Н. Гузь. // Изв. АН СССР. Мех. тверд. тела. – М., 1970. – №5. – С. 93-99.
85. Власов, В.З. Избранные труды / В.З. Власов. – т. I. – М.: Изд-во АН СССР, 1962 – 528 с.
86. Власов, В.З. Балки, плиты и оболочки на упругом основании / В.З. Власов, Н.Н. Леонтьев. – М.: Физматгиз, 1960. – 497 с.
87. Власов, В.З. Общая теория оболочек и ее приложение в технике / В.З. Власов. – М.: Гостехиздат, 1949. – 784 с.
88. Гайдо, А.Н. Совершенствование технологий погружения стальных оболочек, применяемых при устройстве водонепроницаемых ограждений на акватории / А.Н. Гайдо // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2015. – № 3. – С. 28-32.
89. Гарибин, П.А. Разработка методики и аппаратуры для автоматизированного мониторинга планового положения морских причальных сооружений / П.А. Гарибин, Е.О. Ольховик // Вестник СГУГиТ. – 2016. – №3(24). – С. 55-64.
90. Гатауллин, М.З. Прочность соосных цилиндрических оболочек с упругим наполнителем / М.З. Гатауллин, В.А. Иванов, М.А. Ильгамов. // Тр. семинара по теории оболочек. Казанск. физ.-техн. ин-т АН СССР. – Казань, 1971. – вып. 2. – С. 108-125.
91. Главный стивидор угольной отрасли [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.vostport.ru/> Восточный порт АО – (Дата обращения: 20.01.2023).

92. Глаговский, В.Б. Расчётное обоснование конструкций оградительных и ледозащитных сооружений / В.Б. Глаговский, Т.А. Созинова, С.А. Соснина // Труды 15-ой Международной конференции и выставки по освоению ресурсов нефти и газа Российской Арктики и континентального шельфа стран СНГ (RAO/CIS Offshore 2021). 21-24 октября 2021 года, Санкт-Петербург – М.: Изд-во Перо, 2021. – 319 с.

93. Глаговский, В.Б. Оценка условий закрепления и удаления опорных блоков буровых установок на мелководном арктическом шельфе / В.Б. Глаговский, С.А. Соснина, И.Н. Белкова // Гидротехника. – 2013. – № 4. – С. 90-94.

94. Глумов, И.Ф. Программа «Шельф России» и пути ее реализации/ И.Ф.Глумов, И.С. Грамберг, Д.А. Додин, М.М. Задорнов, Ю.К. Борбуков, М.А. Садилов// RAO 97 «Освоение шельфа арктических морей России». – СПб. – 1997. – С. 46-47.

95. Государственная программа Российской Федерации «Развитие транспортной системы». [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://gov.garant.ru/SESSION/PILOT/main.htm> – Государственная программа Российской Федерации «Развитие транспортной системы». – (Дата обращения: 08.07.2023).

96. Гольденблат, И.И. Расчёт конструкций на действие сейсмических и импульсивных сил / И.И. Гольденблат, Н.А. Николаенко. – М.: Стройиздат, 1961. – 320 с.

97. Гольденвейзер, А.Л. Теория упругих тонких оболочек / А.Л. Гольденвейзер. – М.: Наука, 1976. – 512 с.

98. Гуревич, В.Б. Речные портовые гидротехнические сооружения / В.Б. Гуревич. – М.: Транспорт, 1969. – 416 с.

99. Гулин, Б.В. К решению осесимметрических задач взаимодействия цилиндрической оболочки с упругим наполнителем методом конечных элементов / Б.В. Гулин, Г.Н. Маркелов // Труды семинара по теории оболочек. – вып. II. – КФТИ АН СССР. – Казань, 1971 – 580 с.

100. Даревский, В.Э. Проектирование сооружений, обеспечивающих устойчивость грунтовых массивов (набережные, берегоукрепления, подпорные стены, защита от оползней и пр. / В.Э. Даревский, А.М. Романов. – ОАО «Гипроречтранс». – М.: ООО «Издательство Мастер», 2011. – 596 с.

101. Денисов, Б.Е. Мощные виброплатформы для исследования сейсмостойкости на моделях / Б.Е. Денисов, Ю.Е. Тябликов // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений, под ред. И. И. Гольденבלата. – М.: Стройиздат, 1972. – С. 171- 181.

102. Дишингер, Ф. Оболочки, тонкостенные купола и своды / Ф. Дишингер. – М.: Госстройиздат, 1932 – 270 с.

103. Довгаленко, А.Г. О подобии напряжений и деформаций грунта модели и природы / А.Г. Довгаленко. // Портовое гидротехническое строительство. – М.: Транспорт, 1966. – С. 71-85.

104. Дрожь Земли // Очерки истории Алматы [Электронный ресурс]. – Режим доступа: URL: <https://vernoye-almaty.kz/nature/drozh.shtml> (Дата обращения: 09.07.2023).
105. Елтышев, В.А. Напряжённо-деформированное состояние оболочечных конструкций с наполнителем / В.А. Елтышев. – М.: Наука, 1981 – 167 с.
106. Елтышев, В.А. О совместной работе системы ортотропная стеклопластиковая оболочка-наполнитель / В.А. Елтышев, А.А. Поздеев, Ю.В. Соколкин // Механика полимеров. – 1976. – № 5. – С. 931-934.
107. Емельянов, И.Г. Решение контактных задач для цилиндрических оболочечных конструкций с учетом тангенциальных усилий / И. Г. Емельянов, В. Ю. Кузнецов // Пробл. машиностр. и надеж. машин. – М.: Наука. – 2000. – № 1. – С 59-64.
108. Емельянов, Л.М. Давление грунта в ячеистых подпорных системах / Л.М. Емельянов. – М.: Изд. Росгипростройтреста, 1959. – 82 с.
109. Жемочкин, Б.Н. О расчёте ячеистых конструкций. Исследования по теории упругости / Б.Н. Жемочкин. – М., 1951. – 400 с.
110. Завриев, К.С. Динамика сооружений / К.С. Завриев. – Тбилиси: Трансжелдориздат, 1946. – 288 с.
111. Завриев, К.С. Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость / К.С. Завриев. – Тифлис: Известия Тифлисского политехнического института, 1928. – С. 115-132.
112. ЗАО НИЦ СтаДиО. Верификационный отчет по ПК ANSYS Mechanical (4 тома). Свидетельство РААСН о верификации ПС № 02/ANSYS/2009 от 10.07.2009 года. / ЗАО НИЦ СтаДиО, ГОУ ВПО МГСУ. – 2009.
113. Зарецкий, Ю.К. Статика и динамика грунтовых плотин / Ю.К. Зарецкий, В.Н. Ломбардо. – М.: Энергоатомиздат, 1983. – 254 с.
114. Зарипов Р.М. К приближенному решению контактной задачи для системы заполнитель-цилиндрическая оболочка-круговая опора / Р.М. Зарипов, В.А. Иванов. – Казань: КФТИ КФАН СССР, 1979. (рукопись деп. в ВИНТИ, 1979, №1811-79 Деп.).
115. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике / О. Зенкевич. – М.: Мир, 1975. – 541 с.
116. Зимнюков, В.А. Совместная работа ячеистой конструкции как системы «каркас-грунт засыпки-основание» / В.А. Зимнюков, М.И. Зборовская // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2021. – № 17(2). – С. 121-132.
117. Иванкин, Б.Н. Методы моделирования сейсмических волновых явлений / Б.Н. Иванкин. – М.: Наука, 1969. – 287 с.
118. Иванов, В.А. Исследования по теории оболочек с наполнителем. Дисс. докт. физ.-мат. наук., Казань, 1983. – 304 с.

- 119.Иванов, В.А. Приближенный расчет цилиндрических оболочек с наполнителем / В.А. Иванов, Ф.Х. Сафиуллин // Тезисы докладов. Сб. «Нелинейная теория оболочек и пластин». – Казань, 1980. – С. 13-14.
- 120.Иванов, В.А. Изгиб бесконечно-длинного упругого наполнителя, скрепленного с оболочкой / В.А. Иванов, М.А. Ильгамов, М.З. Сабитов. // Тр. семинара по теории оболочек. – Казанск. физ.-техн. ин-т АН СССР. – Казань, 1969. – вып. 1. – С. 84-100.
- 121.Иванов, О.Н. Устойчивость стеклопластиковой цилиндрической оболочки, скрепленной с трансверсально-изотропным упругим цилиндром при осевом сжатии / О.Н. Иванов // Тр. Моск. ин-та хим. машиностр. – 1975. вш. 60. – С. 3-15.
- 122.Иванов, П.А. Уникальные конструктивные решения морских ГТС в современной России – проектные решения АО ГТ «Морстрой» / П.А. Иванов, А.П. Страшный // Гидротехника. – 2021. – № 4 (65). – С. 36-39.
- 123.Иванов, П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений / П.Л. Иванов. – М.: ВШ, 1985. – 352 с.
- 124.Ильгамов, М.А. Прочность, устойчивость и динамика оболочек с упругим наполнителем / М.А. Ильгамов, В.А. Иванов, Б.В. Гулин. – М.: Наука, 1977. – 332 с.
- 125.Информационное агентство «Каскад-Находка» для ООО «Восток-ТВ» 2008г. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://kaskad.vtvn.ru/news/964/> – (Дата обращения: 09.07.2023).
- 126.Исследование и проектирование инфраструктуры морского транспорта [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://morproekt.ru/attachments/article/182/%D0%9C%D0%A1%D0%A2_rus_2018-fin_A3_total.pdf – Морстройтехнология. – (Дата обращения: 09.07.2023).
- 127.Ишихара, К. Поведение грунтов при землетрясениях/ К. Ишихара. Пер. с англ. Под ред. А.Б. Фадеева, М.Б. Лисюка / НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект» – СПб., 2006. – 384 с.
- 128.Кайдалов, Н.Н. О расчёте цилиндрической ячейки из плоского стального шпунта / Н.Н. Кайдалов // Вопросы совершенствования конструкций морских береговых сооружений. – М.: Транспорт, 1984. – С. 31-36.
- 129.Калаев, А.И. О сопротивлении перекоосу ограждённых грунтовых массивов / А.И. Калаев. – М.: Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденева, 1954 – 78 с.
- 130.Кан, С.Н. Строительная механика оболочек / С.Н. Кан. – М: Машиностроение, 1966. – 508 с.
- 131.Карпиловский, В.С. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко [и др.] – М.: Изд-во АСВ, 2012. – 657 с.

132. Ким, С.Д. Определение ледовых нагрузок на сооружения континентального шельфа в соответствии со стандартами разных стран / С.Д. Ким, О.М. Финагенов, Т.Э. Уварова // *Новости науки о газе* – 2013. – №3 (14). – С. 97-103.
133. Кирпичев, М.В. Теория подobia / М.В. Кирпичев. – М.: Изд-во АН СССР, 1953 – 439 с.
134. Клейн, Г.К. Строительная механика сыпучих тел / Г.К. Клейн. Изд. 2-е, перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1977. – 256 с.
135. Кожевникова, Л.Л., К решению осесимметричных задач взаимодействия оболочки с упругим наполнителем методом конечных элементов / Л.Л. Кожевникова, В.П. Матвеевко. // *Прикл. задачи упругости и вязкоупругости*. – Свердловск, 1976. – С. 60-64.
136. Контрольно-инспекторское обследование и паспортизация причалов 3 и 4 порта Владивосток. Технический отчёт 7943 – Владивосток, ОАО «ДНИИМФ», 2009. – 43 с.
137. Корбут, Б.А. Колебания и устойчивость оболочек, связанных с мягким упругим телом: Автореф. дис. на соиск. учен. степ. д-ра техн. наук: (01.02.03). – Л., 1983. – 48 с.
138. Коржавин, К.Н. Воздействие льда на инженерные сооружения / К.Н. Коржавин. – 1962. – 203 с.
139. Королев, К.В. Несущая способность оснований в стабилизированном и нестабилизированном состоянии / К.В. Королев. - Дисс. ... д.т.н., 2015. – 326 с.
140. Корчинский, И.Л. Основы проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах / И.Л. Корчинский. – М.: Стройиздат, 1961. – 488 с.
141. Корчинский, И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий / И.Л. Корчинский. – М.: Высшая школа, 1971. – 320 с.
142. Кошабо, П.В. Экспериментальное изучение сопротивления сдвигу по контакту ячеистого сооружения с грунтовым основанием / П.В. Кошабо, С.Г. Евстигнеев // *Роль молодых ученых в развитии мелиоративной науки: Материалы научно-практ. студ. конф.* – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2010. – С. 55-60.
143. Крысько, В. А. Статика и динамика замкнутых цилиндрических оболочек при неравномерном поперечном нагружении / В. А. Крысько, Н. Е. Савельева, К. Ф. Шагивалеев // *Известия вузов. Машиностроение*. – 2005. – №1. – С. 3-14.
144. Кульмач, П.П. Морские гидротехнические сооружения, часть I. Основы морской гидрологии и оградительные сооружения / П.П. Кульмач. – Л.: ЛВВИСКУ, 1945. – 260 с.
145. Лалин, В.В. Постановки в усилиях задач статики упругих систем для решения методами конечных и граничных элементов / В.В. Лалин. - Дисс. ... д.т.н., 1993. – 380 с.
146. Лас Каз, Э. Мемориал Святой Елены. — М.: Захаров, 2010. – 582 с.
147. Левачёв, С.Н. Оболочки в гидротехническом строительстве / С.Н. Левачёв. – М.: Стройиздат, 1978. – 168 с.

148. Левачёв, С.Н. Всасываемые сваи в современном гидротехническом строительстве / С.Н. Левачёв, В.С. Халецкий // Вестник МГСУ. – 2013. – № 9. – С. 86-94.

149. Левинзон, И.Д. Роль углеводородного потенциала шельфа арктических морей в реализации энергетической стратегии Российской Федерации на период до 2020 г. / И.Д. Левинзон, А.М. Брехунцов // Труды РАО-03. – СПб. – 2003. – С. 32-35.

150. Лукошевичус, Р.С. Минимизация массы цилиндрических оболочек из композитного материала с упругим наполнителем при комбинированном нагружении, работающих на прочность и устойчивость / Р.С. Лукошевичус, Р.Б. Рикардс, Г.А. Тетере. // Механика полимеров. – 1976. – № 2. – С. 289-297.

151. Любимова, О.Н. Стеклометаллокомпозит: механические свойства, структурные механизмы деформации при повышенных температурах, моделирование процессов формирования структуры и свойств. Дисс. ... д.ф.-м.н., 2021. – 337 с.

152. Людтке, Д. Приразломное месторождение - проблемы Арктики / Д. Людтке // РАО-95 «Освоение шельфа арктических морей России». – СПб. – 1995. – С. 27-28.

153. Мамонтов, А.И. Верификация численной модели цилиндрической оболочки с наполнителем / А.И. Мамонтов, Н.Я. Цимбельман, Е.В. Квон, Т.И. Чернова // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2014. – Вып. 37(56). – С. 154-162.

154. Мамонтов, А.И. Устойчивость подпорного сооружения гравитационного типа на податливом основании / А.И. Мамонтов, Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова // Морские интеллектуальные технологии. – 2014. – № 3(25). – т. 1. – С. 16-25.

155. Мамонтов, А.И. Численное моделирование разрушения грунта в условиях плоского среза / А.И. Мамонтов, Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова // Вестник гражданских инженеров. – СПб. – 2013. – № 5(40). – С. 101-107.

156. Мельник, Р.В. Устойчивость стеклопластиковой цилиндрической оболочки с упругим наполнителем при действии нагрузок и температуры / Р.В. Мельник // Вестник Львовского политехнического института. – 1972. – № 62. – С. 14-19.

157. Мельников, В.П. Инженерно-геологические и геокриологические условия шельфа Баренцева и Карского морей / В.П. Мельников, В.И. Спесивцев. – Новосибирск: Наука, 1995. – 195 с.

158. Методические рекомендации по расчету и проектированию причальных сооружений из оболочек большого диаметра. – М.: ЦНИИС, 1986. – 88 с.

159. Мирный, А.Ю. 50:43 YouTube-канал. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.youtube.com/watch?v=8mlI8oTT_R0. – (Дата обращения: 09.07.2023).

160. Мирный, А.Ю., Тер-Мартirosян А.З. Механические модели грунтов hardening soil и soft soil – области применения [Электронный ресурс]. – Режим доступа:

<https://geoinfo.ru/product/mirnyj-anatolij-yurevich/mekhanicheskie-modeli-gruntov-hardening-soil-i-soft-soil-oblasti-primeneniya-35132.shtml>. – (Дата обращения: 01.03.2023).

161. Мишин, Д.В. Корректирование акселерограмм при моделировании сейсмических воздействий / Д.В. Мишин // Сейсмостойкое строительство. – 2001. – № 2. – С. 17-22.

162. Мовсисян, Г.А. К устойчивости цилиндрических оболочек с заполнителем при силовых и температурных воздействиях / Г.А. Мовсисян // Изв. АН Арм.ССР. Механика. – М., 1978. – т. 31. – С. 5-12.

163. Мондрус, В.Л. Вероятностные методы оценки сейсмических воздействий на сооружения: дисс. ... д-ра техн. наук. Москва, 1994 – 383 с.

164. Морозов, А.А. Зависимость верхнего критического давления цилиндрической оболочки от касательного взаимодействия с упругим заполнителем / А.А. Морозов, Л.А. Серебренникова, Ю.М. Хищенко // Сб.: Науч. тр. Челябинск. политехн. ин-та. – 1977. – № 201. – С. 90-96.

165. Морские гидротехнические сооружения на континентальном шельфе: Учеб. / Г.В. Симаков, К.Н. Шхинек, В.А. Смелов, Д.В. Марченко, Н.Г. Храпатый – Л.: Судостроение, 1989. – 326 с.

166. Мурзин, Р.Р. Состояние и тенденции развития вопросов изучения и освоения углеводородных ресурсов континентального шельфа в России и в мире / Р.Р. Мурзин // РАО-01 «Освоение шельфа арктических морей России». СПб, 2001. – С. 41-44.

167. Назаров, А.Г. Колебания упругой системы с одной степенью свободы при землетрясениях с учётом скачкообразного изменения её жёсткости [Текст] / А. Г. Назаров // Доклады АН СССР. – 1967. – Т. IV, №5. – с. 203-207.

168. Назаров, А.Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил / А.Г. Назаров. – Ереван, Изд-во АН Арм. ССР, 1959. – 286 с.

169. Назаров, Ю.П. Аналитические основы расчета сооружений на сейсмические воздействия / Ю.П. Назаров. – М.: Наука, 2010. – 468 с.

170. Напетваридзе, Ш.Г. Вероятностные задачи инженерной сейсмологии и теория сейсмостойкости / Ш.Г. Напетваридзе. – Тбилиси: Изд-во Мецниереба. 1985. – 109 с.

171. Напетваридзе, Ш.Г. Вероятностные оценки сейсмических нагрузок на сооружения / Ш.Г. Напетваридзе, Б.А. Кириков, А.Б. Абакаров. – М.: Наука, 1987. – 120 с.

172. Нарусберг, В.Л. Выпучивание цилиндрической оболочки с вязкоупругим заполнителем при осевом сжатии / В.Л. Нарусберг, Р.Б.Рикардс // Механика полимеров. – 1975. – № 2. с. 306-310.

173. Новожилов, В.В. Теория тонких оболочек / В.В. Новожилов. – Л.: Судпромгиз, 1962. - 431 с.

174. Ногид, Л.М. Теория подобия и размерностей / Л.М. Ногид. – Л.: Судпром-гиз, 1959. - 95 с.

175. Низомов, Д. Н. Динамические исследования модели зданий с использованием виброплатформы / Д. Н. Низомов, И.И. Каландарбеков // Материалы республ. науч.-практ. конф. «Повышение сейсмической безопасности городов и населенных пунктов». – Душанбе, 2017. – С. 42-48.

176. Николаевский, М.Ю. Экспериментальные исследования работы стальных оболочек большого диаметра, заполненных грунтом, на волновые и ледовые нагрузки / М.Ю. Николаевский, А.Я. Серебро, С.Я. Смолко // Сб. тр. ВНИИГС. - Л., 1988. - С. 26-30.

177. Николау, В.И. Исследование работы причальных пал из оболочек большого диаметра.: Автореф. дисс. на соиск. учён. степ. канд. техн. наук. – Одесса, 1966. – 18 с.

178. Николау, В.И. Об учёте условий закрепления цилиндрических оболочек в упругом основании / В.И. Николау // Труды «Союзморниипроект». Портовое гидротехническое строительство. – М.: Транспорт, 1966. – С. 63 - 71.

179. Николау, В.И. Об алгоритме и программе уточнённого автоматизированного расчёта портовых гидротехнических сооружений из оболочек большого диаметра / В.И. Николау, Л.Д. Брагина, В.И. Руденко. – Труды Черноморниипроекта. Серия «Морская гидротехника». – 1975, вып. 4. – С. 19-33.

180. Окамото, Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений / Ш. Окамото. – М.: Стройиздат, 1980. – 342 с.

181. Отчет «Инженерное обследование причала № 10 в морском порту Находка 17392/ПБ.01-ОС. ООО «НПЦ Восток», г. Владивосток. – 2017 – 68 с.

182. Отчет о научно-исследовательской работе по теме 3.1.1.13 «Разработка методов расчёта оболочечных конструкций гидротехнических сооружений шельфа арктических морей на основе физического и численного моделирования» (промежуточный). ФГБУ «ЦНИИП Минстроя России». – М.: РААСН, 2021. – 99 с.

183. Отчёт о научно-исследовательской работе по теме: 7.4.17. «Разработка методов физико-механического и численного моделирования сооружений из заполненных оболочек, предназначенных к применению в сложных климатических условиях». Министерство строительства и ЖКХ РФ, ФГБУ «Центральный Научно-исследовательский и проектный институт» Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2020 – 129 с.

184. Отчет о научно-исследовательской работе по теме «Исследование напряженно-деформированного состояния оболочек большого диаметра с наполнителем» (НИР 7.1.19 в рамках программы г/б исследований ДальНИИС РААСН), 2013 – 102 с.

185. Пастернак, П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели / П.Л. Пастернак. – М.: Стройиздат, 1954. – 56 с.

186. Пат. 109158 РФ, МПК, E02B 3/06. Оболочка большого диаметра с опорным кольцом / Н.Я. Цимбельман, А.Т. Беккер, Д.А. Храмцов, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2011112876/13; заявл. 04.04.2011, опубл. 10.10.2011. Бюл. №28.

187. Пат. 137299 РФ, МПК, E02D 5/48. Объёмно-профилированная свая / И.Г. Кузнецов, Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, М.А. Жирков, А.А. Ковалевский, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2013134842/03; заявл. 24.07.2013, опубл. 10.02.2014. Бюлл. №4.

188. Пат. 137563 РФ, МПК, E04B 1/38. Узел соединения колонн и плиты перекрытия / И.Г. Кузнецов, Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, М.А. Жирков, А.А. Ковалевский, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2013139815/03; заявл. 27.08.2013, опубл. 20.02.2014. Бюл. № 5.

189. Пат. 166863 РФ, МПК, B66C 1/12. Траверса для монтажно-стыковочных работ с крупногабаритными оболочками / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, Т.В. Сивова, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2016113771/11; заявл. 12.04.2016, опубл. 10.12.2016. Бюл. № 34.

190. Пат. 184231 РФ, МПК, E02B 3/06. Оболочка большого диаметра / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, И.В. Кузоваткин, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2018121768; заявл. 15.06.2018, опубл. 18.10.2018. Бюл. № 29.

191. Пат. 2015155799 РФ, МПК G01M 7/00. Сейсмоплатформа / Шульман С.А., Уздин А.М., Нестерова О.П. (RU). - №2617568; заявл. 24.12.2015. опубл. 25.04.2017.

192. Пат. 2018114578 РФ, МПК G01M 7/02. Сейсмоплатформа / Шульман С.А., Уздин А.М., Нестерова О.П., Лобанов А.Н. (RU). - №2681253; заявл. 19.04.2018. опубл. 05.03.2019.

193. Пат. 2024955 РФ, МПК G09B 25/00. Стенд для моделирования сейсмоздействия явления землетрясения на модели сооружений / А.И. Фёдоров, М.М. Смирнов. - № 4928458/12; заявл. 18.04.1991, опубл. 15.12.1994.

194. Пат. 2052776 РФ, МПК G01L7/08. Датчик деформаций (варианты) / Ковалевский А.А. (RU). - № 5046544/33; заявл. 08.06.1992, опубл. 20.01.1996.

195. Пат. 2399723 РФ, МКИ 7 E04 G23/02. Пробоотборник / Цимбельман Н.Я., Абакумов П.А. - № 2009121047/03; заявл. 02.06.2009, опубл. 20.09.2010. Бюлл. № 26.

196. Пат. 2463408 РФ, МПК, E02B 3/06. Оболочка большого диаметра с опорным кольцом / Н.Я. Цимбельман, А.Т. Беккер, Д.А. Храмцов, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2011111900/13; заявл. 29.03.2011, опубл. 10.10.2012. Бюл. № 28.

197. Пат. 2488660 РФ, МПК E02B 17/02. Опорная структура морского комплекса, опора и способ монтажа опорной структуры / Сакари Ойя, Еса Еранти, Веллгип Ой – заявл. 16.11.2011, опубл. 27.07.2013.

198. Пат. 2543531 РФ, МПК, E02D 27/12. Объёмно-профилированная свая / И.Г. Кузнецов, Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, М.А. Жирков, А.А. Ковалевский, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2013134883/03; заявл. 24.07.2013, опубл. 10.03.2015. Бюл. №7.

199. Пат. 2549789 РФ от 15.09.2014. МПК E02D 7/18/ Оpubл. 27.04.2015 Бюл. № 12. № 2014137366/13; заявл. 15.09.2014. Способ погружения тонкостенных стальных оболочек с заглублением в плотный водоупорный грунт / Гайдо А.Н., Верстов В.В.
200. Пат. 2623419 РФ, МПК, B66C 1/12. Траверса для монтажно-стыковочных работ с крупногабаритными оболочками / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, Т.В. Сивова, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2016113770; заявл. 12.04.2016, опубл. 26.06.2017. Бюл. № 18
201. Пат. 2700833 РФ, МПК, G01M 7/02. Сейсмоплатформа / Н.Я. Цимбельман, И.Г. Кузнецов, Т.Е. Шалая, Т.И. Чернова, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2019107902; заявл. 20.03.2019, опубл. 23.09.2019. Бюл. № 27.
202. Пат. 2787613 РФ, МПК G01M 7/00. Сейсмостенд / Фидаров М.И., Дзиов В.С. (SU). - №808895; заявл. 23.05.1979, опубл. 28.02.1981.
203. Пат. 2574419 РФ, МПК G01M 7/02. Способ проведения сейсмических испытаний опор линий электропередач/ Пучков С.А., Баринов К.В. – № 2014134998/28; заявл. 28.08.2014, опубл. 2016.02.10.
204. Пат. 2619646 РФ, МПК, E02D 7/00. Устройство для установки тонкой стальной оболочки на дне акватории / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, Л.З. Эстрин, С.Ч. Кон, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2016113542; заявл. 11.04.2016, опубл. 17.05.2017. Бюл. № 14.
205. Пат. 85502 РФ, МПК, E02D 29/02. Подпорная стенка / Н.Я. Цимбельман, Л.З. Эстрин, ДВПИ им. В.В. Куйбышева. – 2009104484/22; заявл. 10.02.2009, опубл. 10.08.2009. Бюл. № 22.
206. Перлей, Е.М. О совместной работе цилиндрических стальных оболочек большого диаметра с грунтом заполнения и основания / Е.М. Перлей, А.Я. Серебро, Л.Р. Мороз, В.И. Руденко // Сб. тр. ВНИИГС. – Л., 1988. – С. 31-41.
207. Пикуль, В. В. Современное состояние теории оболочек и перспективы ее развития / В. В. Пикуль. – В.: МТТ, 2000. – № 2. – С. 153-168.
208. Пикуль, В.В. Теория и расчет оболочек вращения / В.В. Пикуль. – М.: Наука, 1982 – 158 с.
209. Плакида, М.Э. Приближенный метод расчета оградительных сооружений из металлического шпунта / М.Э. Плакида // Морской флот. – 1949 – № 6.
210. Подпорные пустотелые блоки - оболочки [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.zahar.ru/proizvodstvo/proizvodstvo-zhbi/podpornye-bloki> – Группа компаний «Захар»– (Дата обращения: 01.07.2023).
211. Позняк, Е.В. Развитие методов волновой теории сейсмостойкости строительных конструкций: дисс. ... д-ра техн. наук. Москва, 2018. – 281 с.

- 212.Поливанов, А.А. Расчет оптимальных геометрических характеристик оболочечных конструкций при статическом нагружении / А.А. Поливанов // Современные проблемы науки и образования. – М., 2009. – С. 111-115.
- 213.Портовые гидротехнические сооружения из оболочек большого диаметра [Текст] : Сб. науч. тр. / ВНИИ трансп. стр-ва ; Под ред. к. т. н. Г.Д. Хасхачих. - Москва: ВНИИ трансп. стр-ва, 1979. – 169 с.
- 214.Постановление Правительства РФ от 5 октября 2020 г. N 1607 "Об утверждении критериев классификации гидротехнических сооружений" – М., 2020.
- 215.Проект Ямал СПГ в Сабетте [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://sdelanounas.ru/blogs/95954/> – Заглавие с экрана. – (Дата обращения 07.01.2023).
- 216.Проекты строительства ООО «Трест Запсибгидрострой» для нефтегазовой отрасли (Режим доступа:: <https://xn--80aaigboe2bzaiqsf7i.xn--p1ai/zsgs-2016-5>, дата обращения 07.01.2023).
- 217.Прокопьев, В.И. Вычислительная механика и компьютерный инжиниринг. Работы в ANSYS: учеб. пособие/ В.И. Прокопьев, О.С. Горячевский, И.Ю. Ланцова, А.М. Негрозов: НИУ МГСУ. – 2017.
- 218.Прозин Я.А. Цилиндрические фундаменты-оболочки / Я. А. Прозин. – М.: Изд-во Ассоц. строительных вузов, 2010. - 167 с.
- 219.Рассказовский, В.Т. Локальная модель сейсмического поля и угловые перемещения сооружений / В.Т. Рассказовский //Бюлл. инж. сейсмологии. – 1989. – №13. – С. 5-13.
- 220.Регазификационный терминал СПГ в Калининградской области [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://smp-utm.ru/projects/regazifikatsionnyj-terminal-spg/> – Сочинское монтажное предприятие – (Дата обращения: 13.07.2023).
- 221.Розин, Л.А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам / Л.А. Розин. – М.: Стройиздат, 1977. – 129 с.
- 222.Руководство по проектированию сооружений из стального шпунта [на англ.]. - Введ. 2009. – Люксембург: Арселор Митчел, 2009 – 368 с.
- 223.Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений. /АО ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – М. ФАУ ФЦС, 2016. – 283 с.
- 224.Самый северный угольный терминал заработает на Таймыре [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.korabel.ru/news/comments/samyu_severnuyu_ugolnyy_terminal_zarabotaet_na_taymyre.html . – Заглавие с экрана. – (Дата обращения 07.01.2023).
- 225.Свид. о гос. регистрации программы для ЭВМ 2019666568 РФ. Программа для мониторинга и прогнозирования технического состояния плотин мерзлого типа / А.Г.

Трапезников, Н.Я. Цимбельман, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2019663955; заявл. 5.11.2019, опубл. 12.12.2019.

226.Свид. о гос. регистрации программы для ЭВМ 2020618170 РФ. Программа оценки устойчивости оболочек с наполнителем из условия обеспечения несущей способности основания / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, М.А. Селиванова, П.В. Нечаев, ФГАОУ ВО ДВФУ. – 2020613463; заявл. 18.03.2020, опубл. 21.07.2020.

227.Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов / Л. Сегерлинд. М.: Мир, 1979. – 392 с.

228.Седов, Л.Н. Методы подобия и размерности в механике / Л.Н. Седов. – М.: Гос. изд-во тех; н.-теор. лит-ры, 1954. – 440 с.

229.Селивёрстов, В.И. Методика расчёта деформаций цилиндрических стальных ячеек гидротехнических сооружений. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук – Владивосток: ДВПИ. – 1987. – 256 с.

230.Семенов, А.С. Вычислительные методы в теории пластичности / А.С. Семенов. – СПб.: Изд-во СПбГПУ. – 2008. – 210 с.

231.Сидоров, В.Н. Метод конечных элементов в расчёте сооружений / В.Н. Сидоров, В.В. Вершинин. – М.: АСВ, 2015. – 288 с.

232.Синицын, А.П. Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки / А.П. Синицын. – М.: Стройиздат, 1967. – 145 с.

233.Сираси, М. Применение стальных конструкций в портовых сооружениях, строящихся в Японии / М. Сираси. – Караму, 1978, – №70. – С. 51-56.

234.Слагода, Е.А. Криолитологическое строение первой террасы острова Белый в Карском море (сообщение 1) / Е.А. Слагода, М.О. Лейбман, А.В. Хомутов, П.Т. Орехов // Криосфера Земли. – 2013. – т. XVII. – № 4, С. 11-21.

235.Слагода, Е.А. Строение и генезис подземных льдов в верхненеоплейстоценовых-голоценовых отложениях мыса Марре-Сале (Западный Ямал) / Е.А. Слагода, О.Л. Опокина, В.В. Рогов, А.Н. Курчатова // Криосфера Земли. – 2012. – т. XVI. – № 2. – С. 9-22.

236.Смирнов, В.И. Испытания зданий с системами сейсмоизоляции динамическими нагрузками и реальными землетрясениями/ В.И. Смирнов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2009. – №4. – С. 23-28.

237.Смирнов, Г.Н. Порты и портовые сооружения: учебник для вузов; под ред. Г.Н. Смирнова. / Г.Н. Смирнов, В.В. Аристархов, С.Н. Левачёв, А.Г. Сидорова, Е.А. Корчагин – М.: Издательство АСВ. – 2003. – 464 с.

238.Соколовский, В.В. Статика сыпучей среды / В.В. Соколовский. 4-е изд. – М.: Наука, 1990. – 270 с.

- 239.Соловьев, С.Л. Каталог цунами на западном побережье Тихого океана / С.Л. Соловьев, Ч.Н. Го. – М.: Наука, 1974. – 157 с.
- 240.Стратегия развития морской портовой инфраструктуры России до 2030 года. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.rosmorport.ru/media/File/State-Private_Partnership/strategy_2030.pdf – Стратегия развития морской портовой инфраструктуры России до 2030 года. – (Дата обращения: 13.07.2023).
- 241.Стрелецкая, И.Д. Полигонально-жильные льды на острове Сибирякова (Карское море) / И.Д. Стрелецкая, А.А. Васильев, Е.А. Слагода, О.Л. Опокина, Г.Е. Облогов // Вестник Московского университета. – Серия 5: География. – 2012. – № 3. – С. 57-63.
- 242.Строительство и реконструкция объектов федеральной собственности в селе Никольское [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://morproekt.ru/projects/803-stroitelstvo-i-rekonstruktsiya-ob-ektov-federalnoj-sobstvennosti-v-sele-nikolskoe> – Морстройтехнология – (Дата обращения: 13.07.2023).
- 243.Строкова, Л.А. Определение параметров для численного моделирования / Л.А. Строкова // Вестник ТГАСУ. – № 1(313) – Томск, 2008. – С. 69-74.
- 244.Такакадзу, М. Способ строительства ограждений из стальных шпунтовых свай, предварительно собранных в крупные блоки, при сооружении портов / М. Такакадзу. – // Кэнсэцу-но кикайка, 1978. – № 343, С. 27-31 (япон.).
- 245.Тер-Мартirosян, А.З. Моделирование разжижения грунтов основания при сейсмическом воздействии с использованием модели UBC3D-PLM/ А.З. Тер-Мартirosян, А.Осман // Строительство и архитектура. – 2019. – №3(24). – С. 39-44.
- 246.Терегулов, И.Г. Исследование устойчивости и прочности пластин и оболочек / И.Г. Терегулов. – Казан. инж.-строит. ин-т, 1989. – 300 с.
- 247.Тетиор, А.Н. Фундаменты-оболочки / А.Н. Тетиор, А.Г. Литвиненко. – М.: Стройиздат, 1975. – 136 с.
- 248.Технический отчет по теме «Провести экспериментальные исследования прочности и деформативности кирпичных стен и стен из ячеистобетонных блоков, усиленных с помощью материалов фирмы «BASF» и разработать рекомендации по их применению при строительстве в районах РФ с сейсмичностью 7-9 баллов» - М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2010 – 184 с.
- 249.Технический отчет по теме «Экспериментальные исследования по оценке сейсмостойкости конструкций фасадной системы «Альт-фасад 10» производства ООО «Альтернатива» с облицовкой фиброцементными панелями «Тогау» толщиной 12 и 16 мм производства «Тогау Асе Со ltd. Япония» – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2017. – 74 с.
- 250.Тимошенко, С.П. Пластинки и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: 1966. – 632 с.

251. Токио, Б. Основные предложения на островное сооружение стальной конструкции, создаваемое на некотором расстоянии от берега острова Сахалин. Принципиальный проект / Бэки Токио, Кикай Тёса Кэнсэцу. – Япония, 1981.
252. Трубачев, М.Ф. Значение и перспектива освоения Штокмановского газоконденсатного месторождения / М.Ф. Трубачев, А.К. Дарцакян // РАО-95 «Освоение шельфа арктических морей России». – СПб. – 1995. – С.24-27.
253. Удовиченко, В.Н. Морские и речные гидротехнические сооружения / В.Н. Удовиченко, П.И. Яковлев. – М.: Транспорт, 1976. – 415 с.
254. Уманский, А.А. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчётно-теоретический / А.А. Уманский. – М., 1960. – 1048 с.
255. Фадеев, А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А. Б. Фадеев. – М.: Недра, 1987. – 220 с.
256. Федеральное агентство морского и речного транспорта [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://morflot.gov.ru/deyatelnost/napravleniya_deyatelnosti/portyi_rf/reestr_mp/ – Реестр морских портов Российской Федерации – (Дата обращения: 13.07.2023).
257. Фёдоров, Н.А. Безмоментная цилиндрическая оболочка, подкреплённая кольцами, под действием сосредоточенных сил / Н.А. Фёдоров // Исслед. по теор. пластин и оболочек, 6–7. – Изд-во Казанского ун-та: Казань, 1970. – С. 334-362.
258. Фёдоров, Н.А. Цилиндрическая оболочка с прочно скрепленным ребристым цилиндром при осесимметричных нагрузках / Н.А. Фёдоров. – Л., 1978. – №19. - с. 228-240.
259. Фёдоров И.В. Ячеистые конструкции из металлического шпунта / И.В. Фёдоров, В.И. Титова. – М., 1952. – 320 с.
260. Филатов, Д.Г. Основы расчета и конструирования коротких трубопесчаных стоек: автореф. дисс. канд. техн. наук. Владивосток, 2002. – 22 с.
261. Филин, А.П. Элементы теории оболочек / А.П. Филин. – Л.: Стройиздат, 1975. – 384 с.
262. Финагенов, О.М. Надежность грунтовых гидротехнических сооружений в сложных природно-климатических условиях – Дисс. на соиск. учен. степ. докт. техн. наук. – СПб., 2000. – 236 с.
263. Флорин, В.А. Основы механики грунтов, т. 2. – М.: Госстройиздат, 1961. – 543 с.
264. Хаддад Мазьяд. Исследование общей устойчивости оградительных сооружений из металлических шпунтов. - Автореф. дисс. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук. М., 1982. – 21 с.
265. Хасхачих, Г.Д. Гидротехнические сооружения из оболочек большого диаметра. / Г.Д.Хасхачих // Сб. научн. трудов под ред. – М.: ВНИИТС, 1979. – 170 с.
266. Хачиян, Э.Е. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости / Э.Е. Хачиян, В.А. Амбарцумян. – М.: Наука, 1981. – 204 с.

267. Хачиян, Э.Е. Прикладная сейсмология / Э.Е. Хачиян. – Ереван: Гитутюн НАН РА, 2008. – 491 с.

268. Хечумов, Р.А. Применение метода конечных элементов к расчету конструкций / Р.А. Хечумов, Х. Кепшлер, В.И. Прокопьев. – М.: АСВ, 1994. – 353 с.

269. Христианович, С.А. Механика сплошной среды: Избранные работы / Христианович С.А.; отв. ред. Ишлинский А.Ю., Баренблатт Г.И. – М.: Наука, 1981. – 493 с.

270. Христофоров, В.С. О расчёте свайных двухрядных конструкций по результатам полигонных испытаний / В.С. Христофоров, Р. Г. Мелешков и др. // Труды координационных совещаний по гидротехнике. – Л., 1964.

271. Цимбельман, Н.Я. Предельное равновесие сплошных и сыпучих сред. Методические указания к освоению дисциплины / Н.Я. Цимбельман. – Владивосток: ДВГТУ, 2010. – 30 с.

272. Цимбельман, Н.Я. Исследование напряжённо-деформированного состояния системы "тонкостенная стальная оболочка - наполнитель - грунтовое основание" / Н.Я. Цимбельман, А.Т. Беккер // Гидротехническое строительство. – 2023. – № 3. – С. 8-13.

273. Цимбельман, Н.Я. Определение предельных перемещений гидротехнических сооружений из заполненных оболочек (обзор) / Н.Я. Цимбельман, А.М. Косикова, В. Флорес Терразас, Т.И. Чернова // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. – 2018. – № 2(35). – С. 111-119.

274. Цимбельман, Н.Я. Математическая модель оболочки с наполнителем к расчёту гидротехнических сооружений / Н.Я. Цимбельман, Д.А. Потянихин, А.И. Мамонтов, Т.И. Чернова, Е.В. Квон, И.Г. Кузнецов // Вестник ТОГУ – 2013. – № 4(31). – С. 43-50.

275. Цимбельман, Н.Я. Применимость теорий расчёта цилиндрических оболочек с наполнителем / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, Е.К. Борисов, Ю.Б. Киргинцева, А.А. Павленко // Архитектура и строительство Дальнего Востока: Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). Отдельные статьи (специальный выпуск). – 2014. – № 12. – С. 156-167.

276. Цимбельман, Н.Я. Метод расчёта предельных нагрузок на сооружения из заполненных цилиндрических оболочек / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова // Вестник Восточно-Сибирского государственного университета технологий и управления – 2016. – № 3(60). – С. 32-38.

277. Цимбельман, Н.Я. Модельные исследования напряжённо-деформированного состояния оболочек большого диаметра с наполнителем / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова // Вестник МГСУ. – 2012. – № 12. – С. 71-77.

278. Цимбельман, Н.Я. Анализ методов моделирования давления обратной засыпки на сооружения из заполненных оболочек / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, П.В. Мосина //

Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. – 2017. – № 4(33). – С. 56-64.

279.Цимбельман, Н.Я. Анализ напряжённого состояния оснований сооружений из заполненных оболочек / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, М.А. Селиванова, О. Билгин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2022. – № 3. – С. 10-14.

280.Цимбельман, Н.Я. Исследование напряженно-деформированного состояния конструкций из заполненных оболочек / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, М.А. Селиванова, В.С. Редько // Вестник МГСУ. – 2021. Т. 16. – № 7. – С. 819-827.

281.Цимбельман, Н.Я. Учёт цикличности ледовой нагрузки на сооружения из заполненных оболочек на сжимаемом основании / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, М.А. Селиванова, И.А. Скуртол, Т.Н. Пронкина // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2021. – № 1(745). – С. 17-30.

282.Цимбельман, Н.Я. Параметры математической модели цилиндрических оболочек большого диаметра с наполнителем / Н.Я. Цимбельман, Т.И. Чернова, А.А. Шмыков // Региональная архитектура и строительство. – 2015. – № 4(25). – С. 65-73.

283.Чернова, Т.И. Цилиндрические оболочки с внутренним наполнителем в практике геотехнического строительства / Т.И. Чернова, Н.Я. Цимбельман // Научный вестник Воронежского ГАСУ. – 2016. – № 1(41). – С. 11-20.

284.Чиграев, А.В. ANSYS для инженеров: справ. пособие / А.В. Чиграев, А.С. Кравчук, А.Ф. Смалюк – М.: Машиностроение-1, 2004. – 512 с.

285.Шаблинский, Г. Э. Натурные динамические исследования строительных конструкций / Г. Э. Шаблинский, Д.А. Зубков – М.: Издательство АСВ, 2009. – 216 с.

286.Шаблинский, Г.Э. Ретроспективная оценка особо ответственных сооружений на основе натурных динамических исследований / Г.Э. Шаблинский, А.С. Исайкин // Промышленное и гражданское строительство. – 1997. – № 8.

287.Шаблинский, Г.Э., Исайкин А.С., Зубков Д.А., Старчевский А.В. Экспериментальные исследования динамических характеристик строительных конструкций АЭС в натурных условиях / // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2005. № 6.

288.Шагивалеев, К.Ф. Расчет пространственной системы из двух оболочек, соединенных промежуточными связями / К. Ф. Шагивалеев // Вестник Саратовского государственного технического университета, 2006. – №2. – С. 19-26.

289.Шалая, Т.Е. Сравнение экономической эффективности возведения причальных стенок различных конструктивных решений / Т.Е. Шалая, Н.Я. Цимбельман, Е.Е. Шалый, Т.И. Чернова // Экономика строительства. – 2019. – № 3(57). – С. 25-36.

290. Шапиро, Г.А. Вибрационные испытания зданий / Г.А. Шапиро. – М.: Стройиздат, 1972. – 160 с.

291. Шполянская, Н.А. Мерзлотно-экологическая характеристика западного сектора российского Арктического шельфа / Н.А. Шполянская // Известия Коми научного центра УроРАН. – 2014. – №3. – С. 105-111.

292. Штанько, Л.Ф. Инструкция по проектированию причальных сооружений для условий Арктики с учётом воздействия нагрузок и мёрзлого грунта в теле сооружения / Л.Ф. Штанько, А.А. Морозов, П.С. Корнюшин и др. – Владивосток, Дальморниипроект, 1981 – 87с.

293. Яковлев, П.И. Портовые гидротехнические сооружения / П.И. Яковлев, А.П. Тюрин, Ю.А. Фортученко. – М.: Транспорт, 1990 – 320 с.

294. Abel R.B. Coastal ocean space utilization III / R.B. Abel, S. Connell, N. Della Croce. – М.: E&FN SPON, 2002. – 639 p.

295. Aimin, Liu. Research on Deformation Characteristics of New Type of Cofferdams Structure / Liu Aimin; Li Bin; Tong Xinyao // 30th International Ocean and Polar Engineering Conference, Virtual, October 2020. Paper Number: ISOPE-I-20-2225.

296. Alford, J.L. Spectrum analysis of strong-motion earthquakes / J.L. Alford, G.W. Housner, R.R. Martel. Pasadena, CA: Earthq. Eng. Res. Lab., Calif. Inst. of Tech. (originally published in 1951, revised in 1964).

297. Andersen, K.H. Cyclic soil parameters for offshore foundation design / K.H. Andersen // Frontiers in Offshore Geotechnics III – Meyer (Ed.) © 2015 Taylor & Francis Group, London, ISBN: 978-1-138-02848-7. pp. 3÷82.

298. Antonenko, S.V. Simulation of Loads Acting on a Hull during Braking on a Sandy-Gravel Seabed / S.V. Antonenko, V.G. Bugaev, A.I. Mamontov, N.Ya. Tsimbelman // Proceedings of the Twenty-fifth (2015) International Ocean and Polar Engineering Conference. Kona, Big Island, Hawaii, USA. - 2015. - pp. 1215-1220.

299. Applying Rayleigh Damping to a Model [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://download.autodesk.com/us/algorithmguides/mergedProjects/setting_up_the_analysis/nonlinear/Analysis_Parameters/Applying_Rayleigh_Damping_to_a_Model_%28Nonlinear%29.htm – (Дата обращения: 05.04.2020).

300. Axelrad, E. L. Shell theory and its specialized branches / E. L. Axelrad // Int. J. Solids and Struct., 2000. - № 10. – p. 1425-1451.

301. Beirut Sea Front Caissons [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://structurae.net/en/media/228275-beirut-sea-front-caissons> – International Database and Gallery of Structures – (Дата обращения: 20.01.2023).

302. Bekker, A.T. Interface Friction Parameters for the Mathematical Modeling of Shell Structures with Infill. / A.T. Bekker, N.Ya. Tsimbelman, T.I. Chernova, V.D. Bruss // Proceedings of

the Twenty-fifth (2015) International Ocean and Polar Engineering Conference. Kona, Big Island, Hawaii, USA. - 2015. - pp. 1905-1912.

303. Bekker, A. Method for Compaction Control of Artificial Foundations with Coarse Clastic Soils / A. Bekker, N. Tsimbelman, O. Gusev, // XV International Scientific Conference "INTERAGROMASH 2022". Lecture Notes in Networks and Systems, Springer. - 2023. - Vol. 574. - pp. 2339-2348.

304. Bekker, A.T. Mathematical Model of the Shell with the Infill for Retaining Structures / A.T. Bekker, N.Ya. Tsimbelman, D.A. Potyanikhin, A.I. Mamontov, Ö. Bilgin, T.I. Chernova // Proceedings of the Twenty-fourth (2014) International Ocean and Polar Engineering Conference. Busan, Korea. - 2014. - pp. 905-910.

305. Bekker, A.T. The mode of deformation status of the offshore pile structures with low-rigid raft foundations / A.T. Bekker, N.Ya. Tsimbelman // Proceedings of The Ninth (2010) ISOPE Pacific/Asia Offshore Mechanics Symposium. - 2010. - pp. 359-362.

306. Birmingham Foundation Solutions [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.birminghamhammer.com/Sir%20Adam%20Beck%20Cofferdam_web.aspx – Project Report: Sir Adam Beck Power Station Cofferdam – (Дата обращения: 12.01.2023).

307. Biot, M.A. Theory of elastic systems vibrating under transient impulse with an application to earthquake-proof buildings / M.A. Biot. – Proc Nat Acad Sci 1933; 19(2): 262–268.

308. Brinkgreve, R.B.J. Plaxis 3D AE. Руководство пользователя. Ч 4. Научное пособие. / R.B.J. Brinkgreve, S. Kumaraswamy, W.M. Swolfs – СПб.: НИИ-Информатика, 2015. – 60 с.

309. Brinkgreve, R.B.J. Tutorial Manual PLAXIS 3D Foundation / R.B.J. Brinkgreve // Delft University Of Technology & Plaxis bv. Netherlands, 2013. – 200 p.

310. Bilgin, Ö. Variability in recompression index obtained from incremental consolidation tests / Ö. Bilgin, N. Tsimbelman, T. Chernova. // Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering ICSMGE. - 2017. - pp. 317-320.

311. Casales, M. Effect of Heat Treatment on the Stress Corrosion Cracking of Alloy 690 / M. Casales, V.M. Salinas-Bravo, A. Martinez-Villafane, J. Gonzalez-Rodriguez. – Mater. Sci. Eng. A. 332. – 2002. – pp. 223-230.

312. Chernova, T. Overview of Shells with Infill used in Geotechnical Engineering Applications / T. Chernova, Ö. Bilgin, N. Tsimbelman // Proceedings of the ISSMGE Technical Committee 207 International Conference on Geotechnical Engineering. Russia, Saint Petersburg, 16-18 June 2014. pp. 297-304.

313. Chernova, T.I. Assignment of Tasks for Experimental Research of Large-Diameter Thin Shells with Infill / T.I. Chernova, N.Ya. Tsimbelman // Proceedings of The Tenth (2012) ISOPE Pacific/Asia Offshore Mechanics Symposium. – 2012. – pp. 203-207.

314. Cummings, E.M. Cellular cofferdams and docks. - American Society of Civil Engineers, Transactions / E.M. Cummings – 1960, v. 125. – №1. – paper 3012. – pp. 13-45.
315. Design & Execution Manual AS500 Straight Web Steel Sheet Piles. Steel Foundation Solutions for Projects. – ArcelorMittal Commercial RPC – 2009 – 60 p.
316. Duncan, J.M. Soil Strength and Soil Stability / J.M. Duncan, S.G. Wright. – Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2005 – 297 p.
317. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic actions and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. [Text]. – Brussels, 2003. – 229 p.
318. Falcon, P.C. Dynamic Calculation of Geotechnical Structures / P.C. Falcon. – Department of Building Structures and Geotechnical Engineering. – E.T.S.I. University of Seville, 2014 – 127 p.
319. Fielder, J. W. The stress corrosion cracking behavior of stainless steel at temperatures below 50°C / J.W. Fielder, B.A. Hobson, M.L. Pickett. – Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities, 1998. – 90 p.
320. Frolova, A.O. The Pressure of Hull Impact on Sea Bed in Shallow Water / Frolova, A.O., Bugaev, V.G., Mamontov, A.I., (...), Shmelev, A.M., N.Ya. Tsimbelman // Proceedings of the Twenty-sixth (2016) International Ocean and Polar Engineering Conference - Rhodes, Greece, ISOPE. - 2016. - pp. 592-599.
321. Habets, C. J. W. Model Solutions for Performance-Based Seismic Analysis of an Anchored Sheet Pile Quay Wall / C.J.W. Habets, D.J. Peters, J.G. Gijt de, A.V. Metrikine, S.N. Jonkman. // International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering Vol:10, No:3, 2016. – pp. 293-305.
322. Hansen, J. Brinch. Earth Pressure Catenation / J. Hansen. – Copenhagen, 1953. – 272 p.
323. Hudson, D.E. Response spectrum techniques in engineering seismology / D.E. Hudson // Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 14, 1956. – pp. 1-12.
324. Huges, T.J.R. The finite element method, linear static and dynamic analysis / T.J.R. Huges. – Prentice Hall Int., 1987. – 682 p.
325. International Construction Equipment [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.iceusa.com/index.cfm/p/news-breaking-news/archive/2013-07/article/hong-kong-zhuhai-macau-bridge-project.htm> – Hong Kong-Zhuhai-Macau bridge project. Zhuhai, Guangdong - China Harbour – (Дата обращения: 14.07.2023).
326. Iqbal, Q. The performance of diaphragm type cellular cofferdams. PhD Thesis / Q. Iqbal. – University of Southampton. School of Civil Engineering and Environment. – 2009. – 253 p.
327. Janssen, H. A. Versuche über Getreidedruck in Silozellen // Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure. Band XXXIX No. 35, 31 August 1895. s. 1045-1049 (нем.).

328.JGJ 3-2002. Technical Specification for Concrete Structures of Tall Building (English Version) «Техническая инструкция по проектированию конструкций высотных зданий» (JGJ3-2002, стандарт КНР).

329.Kachanov, L.M. Foundations of the theory of plasticity / L.M. Kachanov. Amsterdam-London: North-Holland Publishing Company; 1971. –482 p.

330.Koshurnikov, A.V. Submarine Permafrost in the Laptev Sea/ A.V. Koshurnikov, V.E. Tumskoy, V.V. Skosar, Y.O. Efimov, K.A. Kornishin, A.T. Bekker, Y.G. Piskunov, N.Y. Tsimbelman, D.A. Kosmach // International Journal of Off-shore and Polar Engineering. - 2020. – Vol. 30, Issue 1. – pp. 86-93.

331.Kramer, S.L. Geotechnical earthquake engineering / S.L. Kramer. – Prentice Hall, New Jersey, 1996. – 673 p.

332.Leimdorfer, P. Développement des construction cellular dans les ouvrages maritimes / P. Leimdorfer. // Acier-Stahl-Steel. – 1973. v.38. – №2. – p. 80-88. (франц.).

333.Lysmer, J. Finite dynamic model for infinite media / J. Lysmer, R.L. Kuhlmeyer. // ASCE J. of the Eng. Mech. Div. – № 6719. – pp. 859-877.

334.Maitland, J.K. Behavior of Cellular Bulkheads in Deep Sands / J.K. Maitland. – Phd thesis. – Oregon State University, 1978. – 289 p.

335.Makra, A. Evaluation of the UBC3D-PLM Constitutive Model for Prediction of Earthquake Induced Liquefaction on Embankment Dams / A. Makra. – Msc Thesis. – TU Delft, 2013. – 112 p.

336.Mamontov, A.I. Stability of Retaining Wall of Gravitational Type on the Compressive Bedding Soil / A.I. Mamontov, N.Ya. Tsimbelman, T.I. Chernova // Marine Intellectual Technologies. – 2014. – 1 #3. – pp. 16-24.

337.Marcal, P.V. Finite Element Analysis of Combined Problems of Material and Geometric Behavior, Techn. Rep. 1 / P.V. Marcal – ONR, Brown Univ., Proc. Am. Soc. Mech. Eng. Conf. on Computational Approaches in Applied Mechanics, 133 – 1969.

338.Mononobe, N. Vibration of Loaded Structure and Its Seismic Stability / N. Mononobe // Journal of Civil Eng. Society. – Tokyo, 1920.

339.Morten, Bjerkås. Ice actions on offshore structures with applications of continuous wavelet transforms on ice load signals. Doctoral thesis / Bjerkås Morten – Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, 2006. – 192 p.

340.Mosher, A.L. Three-Dimensional Finite Element Analysis Of Sheet-Pile Cellular Cofferdams. Technical Report ITL-92-1 / A.L. Mosher - US Army-Corps of Engineers, 1992. – 435 p.

341.Nakashima, M. Experiences, accomplishments, lessons and challenges of E-Defence – Test using world’s largest shaking table / M. Nakashima, T. Nagae, R. Enokida, K. Kajiwara. – Japan architectural review. – Architectural Institute of Japan, 2018. – pp. 1-14.

342. Neto, E.A. Computational Methods for Plasticity / E.A. Neto, D. Peric, D.R. Owen. – John Wiley & Sons. – 2008. – pp. 41-68.
343. O'Bannon, P. Working in the Dry: Cofferdams, In-River Construction, and the United States Army Corps of Engineers / P. O'Bannon – Pittsburgh District Pittsburgh, Pennsylvania: U.S. Army Corps of Engineers. – 2009. – 195 p.
344. Oden, J.T. Finite Elements of Nonlinear Continua / J.T. Oden. – McGraw Hill, N.Y. – 448 p.
345. Omori, F. Seismic Experiments on the fracturing and overturning of columns. / F. Omori Publications of the Earthquake Investigations Committee in Foreign Languages. vol. 4. – Tokyo, 1900. – pp.69-141.
346. Ovesen, N.K. Cellular cofferdams, calculation methods and model tests / N.K. Ovesen – Bulletin 14. – Danish Geotechnical Institute. – Copenhagen: Denmark, 1962. – pp. 1-64.
347. Pal, O. Modelisation du comportement dynamique des ouvrages grace a des elements finis de haute precision. Thesis / O. Pal. – L'universite Joseph Fourier – Grenoble I., 1998. (франц.)
348. Rogante, M. Hydrogen Interaction and Stress Corrosion Cracking in Hydrocarbon Storage Vessel and Pipeline Weldings / M. Rogante, P. Battistella, F. Cesari. – Int. J. Hydrogen Energy 31. – 2006. – pp. 597-601.
349. Rowe, P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact / P.W. Rowe // Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences 269.1339, 1962. – pp. 500-527.
350. Rubinstein, M.F. Matrix Computer Analysis of Structures / M.F. Rubinstein. // Prentice-Hall, EwC. N.J. – 1967. – pp. 114-119.
351. Schneebelli, G. Contribution to the stability analysis of double wall sheet pile cofferdams / G. Schneebelli, R. Cavaille–Cole // Proc. Fourth International Conference of the Soil Mechanics. – 1957. – pp. 233-238.
352. Schanz, T. The hardening soil model: formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // Proceedings of the International Plaxis symposium “Beyond 2000 in computational geotechnics”. – Rotterdam: Balkema. – 1999. – pp. 281-296.
353. Sheet piles and design solutions. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://sheetpiling.arcelormittal.com/>. – Стальные шпунтовые сваи. Общий каталог. – (Дата обращения 07.01.2023).
354. Sinitcyn, A. Measurements of Deformations and Displacements of Stationary Quays in Svalbard with 3D Laser Scanner Riegl VZ-1000 / A. Sinitcyn, D. Wrangborg, R. Yulmetov, A.T. Sund, A. Marchenko // Proceedings of 21st IAHR International Symposium on Ice. – 2012. – pp. 875-884.
355. Smith, I.M. Programming the Finite Element Method, fifth edition / I.M. Smith, D.V. Griffith, L. Margetts. – John Wiley & Sons. – 2013 –688 p.

356. Sperl, M. Experiments on Corn Pressure in Silo Cells Translation and Comment of Janssen's Paper from 1895 / M. Sperl // Granular Matter manuscript. – 2008. – pp. 1-7.
357. Subir, P. Modeling to Study the Effect of Environmental Parameters on Corrosion of Mild Steel in Seawater Using Neural Network / P. Subir. // Int. Sch. Res. Netw. Metall. – 2012. – pp. 1-6.
358. Takashi Terashima. Experimental Study on Vertical Ice Loads Acting on Pile Structures with a Circular Cross-Section / Takashi Terashima, Akifumi Nishihate, et al. // Proceeding of the 8th International Offshore and Polar Engineering Conference. Vol. II. – 1998. – pp. 448-453.
359. Temporary cellular cofferdam design, installation, and removal at willow island hydroelectric project // A technical paper presented by: The Ruhlin Company & Mueser Rutledge Consulting Engineers. First presented at HydroVision, 2014.
360. Terzaghi, K. Stability and stiffness of cellular cofferdams / K. Terzaghi. – Transactions, ASCE. – 1944. – 2253 p.
361. Trifunac, M.D. Brief history of computation of earthquake response spectra / M.D. Trifunac // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2006. – № 26 – pp. 501-508.
362. Trifunac, M.D. 75th anniversary of strong motion observation. A historical review / M.D. Trifunac // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2009. – № 29. – 591-606.
363. Tsimbelman, N.Ya. Theoretical model for the stability of soils under shell gravity structures. / N.Ya. Tsimbelman, T.I. Chernova, Ö. Bilgin // Proceedings of the Twenty-sixth (2016) International Ocean and Polar Engineering Conference - Rhodes, Greece, ISOPE. - 2016. pp. 789-796.
364. Tsimbelman, N.Ya. Effect of Ice Load on Offshore Cellular Structures with Infill on Compressible Soil / N.Ya. Tsimbelman, T.I. Chernova, St. Giese, C. Athanasios // Proceedings of the Twenty-seventh (2017) International Ocean and Polar Engineering Conference, San Francisco, CA, USA. - 2017. - pp. 593-601. PP. 593-601.
365. Tsimbelman, N.Y. Classification of Infilled Shells Structures Considering Soil-Construction Interaction / N.Y. Tsimbelman, T.I. Chernova, I.V. Kuzovatkin, T.N. Pronkina // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. - 2022. - # 988. - 052046.
366. Tsimbelman, N.Y. Engineering analysis methods for hydraulic shell structures with infill / N.Y. Tsimbelman, T.I. Chernova, T.E. Shalaya // International Conference on Industrial Engineering, ICIE-2017, Saint Petersburg; Russian Federation. - 2017. - Vol. 265. pp. 779-784.
367. Tsimbelman, N. Definition of Limit Displacements for Structures Made from Infilled Shells used in a Coastal Engineering (Review) / N. Tsimbelman, A. Kosikova, V. Flores, T. Chernova, A. Trapeznikov // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. - 2019. - 272(3), 032251.
368. Tsimbelman, N.Ya. Stability of Thin Shell with Infill Gravity Structures against Lateral Loads / N.Ya. Tsimbelman, A.I. Mamontov, T.I. Chernova, Ö. Bilgin // From Fundamentals to

Applications in Geotechnics. Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 15-18 November 2015, Buenos Aires, Argentina - IOS Press, 2015. - pp. 1081-1088.

369. Tsimbelman, N.Y. Model Pilot Study Statement of Filled Shells Constructions under Dynamic Impact / N.Y. Tsimbelman, T.E. Shalaia, T.I. Chernova // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. - 2020. - Vol. 753. Iss. 5, # 052036.

370. USGS Earthquake Hazards Program. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: URL: <https://earthquake.usgs.gov/regional/nca/1906/18april/howlong.php> (дата обращения: 22.02.2022).

371. Wang Yusheng. Research on the Large Steel Cofferdam Floating Scheme / Yusheng Wang, Yong Ma // International Conference on Logistics Engineering, Management and Computer Science (LEMCS 2014). DOI: 10.2991/lemcs-14.2014.53. – pp. 229-233.

372. Wehnert, M. Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. Phd thesis / M. Wehnert. – Universität Stuttgart. – Institut für Geotechnik. – 2006. – 143 p.

373. Wrangborg, D. Measurement of loads exerted by sea ice on the quay at kapp Amsterdam on Svalbard / D. Wrangborg, A. Marchenko // Tech. Rep. POAC15. – Trondheim, Norway, 2015. – pp. 1-10.

374. Yamada, S. Evaluation of performance check on E-Defense based on the energy input. / S. Yamada, M. Maezawa, T. Mori, Y. Shimada, E. Sato, H. Akiyama // J. Struct Constr Eng (Transactions of AIJ). – 2007 – pp. 207-214. (яп).

375. Yoshida, N. Seismic Ground Response Analysis / N. Yoshida. – Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 36., Springer, 2015. – 365 p.

376. Zienkiewicz, O.C. The finite element method: Solid and Fluid mechanics, Dynamics and Non-Linearity / O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor. – vol.2. – London: McGrawHill, 1991. – 648 p.

Приложение 1. Сопроводительные документы



Общество с ограниченной ответственностью «Судостроительный комплекс «Звезда»
(ООО «ССК «Звезда»)
Адрес: 692806, Россия, Приморский край, Г.О. Большой Камень, г Большой Камень,
ул. Аллея Труда, зд. 19В.
Тел.: 8 (42335) 4-11-75. Email: sskzvezda@sskzvezda.ru
ОГРН 1152503000539, ИНН/КПП 2503032517/250301001, ОКПО 39884009

от 20.02.2023 № 4134/С
на № _____ от _____

Ректору Дальневосточного
Федерального Университета

Коробец Б.Н.

E-mail: rectorat@dvfu.ru

О внедрении результатов научных
исследований

Уважаемый Борис Николаевич!

Информируем, что в период 2018–2022 годы результаты диссертационных исследований к.т.н., доц. Цимбельмана Никиты Яковлевича, доцента акад. департамента геоинформационных технологий Политехнического института Дальневосточного федерального университета применены при проведении поверочных расчётов и контрольных мероприятий в рамках Научно-технического сопровождения строительства (НТСС) объекта «Строительство Судостроительной верфи «Звезда-ДСМЕ». I Этап строительства. Расширение действующих мощностей ОАО «ДВЗ «Звезда» в обеспечение строительства морских транспортных и специальных судов (создание судостроительного комплекса «Звезда»).

Результаты исследований Цимбельмана Н.Я. в части расчётной оценки напряжённо-деформированного состояния конструкций из заполненных грунтом тонкостенных оболочек применены при проведении контрольно-расчётных мероприятий при возведении достроечных набережных (№ 2, № 3), соединительной набережной (№ 2), а также стен Сухого дока и элементов его фундаментов. НТСС осуществлялось в рамках договора между ООО «Судостроительный комплекс «Звезда» и ФГАОУ ВО «Дальневосточный федеральный университет».

Заместитель директора по
проектированию и инжинирингу

Н.Н. Солоненко

Производственно-технический отдел (управление
строительства 2 очереди)
Бареев Алексей Альбертович
Тел. 8 924 670 35 38





ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«ПриМорПроектБюро»



Юр. адрес: 690088, г. Владивосток, ул. Жигура, 16-24,
Почтовый адрес: 690014, ул. Некрасовская 88а, а/я 202 тел. (4232) 77-10-39
e-mail: info@primorproekt.su
ИНН/КПП 2538123388/253801001 ОГРН 1082538007200 ОКПО 88242064 ОКАТО 05401369000
р/с 40702810700090000372 в ПАО "Дальневосточный банк" г. Владивосток
к/с 30101810900000000705 БИК 040507705

«09» февраля 2023г.

г. Владивосток

В Совет по защите диссертаций

Уважаемые члены диссертационного совета!

Информируем, что в ходе многолетнего плодотворного сотрудничества компании "ПриМорПроектБюро" с Дальневосточным федеральным университетом в области расчётного обоснования гидротехнических сооружений применяются результаты научных исследований и методические наработки, выполненные доцентом университета Цимбельманом Никитой Яковлевичем.

Например, при расчёте и проектировании причала в с. Никольское (о. Беринга, Командорские острова), расположенном в сейсмически активном регионе (до 11 баллов по шкале МСК) использованы положения методики построения расчётной модели сооружений, содержащих в своём составе тонкие стальные оболочки с грунтовым наполнителем.

Построена трёхмерная расчётная динамическая модель, описывающая напряжённое и деформированное состояние сооружения при различных сочетаниях нагрузок с учётом его взаимодействия с основанием.

При расчётном обосновании приведённого выше а так же объектов проектировавшихся нашими силами ранее («Реконструкция береговых сооружений морской паромной переправы «Ванино – Холмск» в морском порту Холмск»; «Строительство причала №2 Лесозаготовительного пункта «Самаргинский») результаты исследований Н.Я. Цимбельмана применены при формировании численных моделей, учитывающих специфику работы и отражающих особенности процесса возведения и климатических и иных условий эксплуатации заполненных грунтом оболочечных конструкций.

Директор
ООО «ПриМорПроектБюро»
МП



А.В. Венков



Общество с ограниченной
ответственностью
**«НАУЧНО-
ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ
ОБЪЕДИНЕНИЕ «ГИДРОТЕКС»**
(ООО «НПО «Гидротекс»)

В диссертационный совет

пр. Красного Знамени, д. 66, Владивосток, 690014
Тел.: (423) 236-62-33, Факс: (423) 240-82-83
E-mail: gtsc@gtsc.ru, sec1@gtsc.ru
ОКПО 55295784, ОГРН 1032501279315
ИНН/КПП 2536104460/253601001

24.01.2012

№ 17

СПРАВКА

Настоящая справка дана заведующему кафедрой Гидротехники, теории зданий и сооружений Инженерной школы Дальневосточного федерального университета, канд. техн. наук Цимбельману Никите Яковлевичу в том, что методики и положения, разработанные им в рамках диссертационных исследований на соискание учёной степени доктора технических наук, были применены при выполнении поверочных расчётов и проектировании грузопассажирского пирса в составе сооружений проекта «Научно-образовательный комплекс «Приморский океанариум», разработанного ООО НПО «Гидротекс» (по договору № 58/09 от 16.06.2009 с ОАО «Приморгражданпроект»).

Расчёт и проектирование несущих опорных конструкций пирса, выполненных из тонкостенных стальных оболочек, заполненных грунтом, проведено при непосредственном участии Цимбельмана Н.Я. При этом применены результаты авторских исследований в части построения численной модели сооружения, а также при анализе напряжённо-деформированного состояния конструкций с учётом взаимодействия с грунтом основания, в том числе в условиях восприятия опорами пирса ледовых нагрузок.

Зам. генерального директора



В.И. Селиверстов



«01» 02 20 23 г. № ДПИ-575/23

На №

от

В Диссертационный совет

СПРАВКА

о внедрении результатов научных исследований

Настоящая выдана Цимбельману Никите Яковлевичу, сотруднику Политехнического института Дальневосточного федерального университета (ДВФУ) в том, что практические рекомендации и расчётно-теоретические положения, полученные им в результате научных диссертационных исследований, использованы при выполнении поверочных расчётов и в процессе анализа напряжённого и деформированного состояния конструкций в рамках Научно-технического сопровождения проектирования (НТСП) уникального объекта «Строительство Судостроительной верфи «Звезда-ДСМЕ» I Этап строительства. Расширение действующих мощностей ОАО ДВЗ «Звезда» в обеспечение строительства морских транспортных и специальных судов (Создание судостроительного комплекса «Звезда»). I очередь строительства. Блок корпусных производств и окрасочные камеры» (корректировка: разделение на I-XVI этапы), «Создание судостроительного комплекса «Звезда». II очередь строительства. Сухой док и достроечные цеха».

НТСП осуществлялось в рамках договора между Дальневосточным проектным институтом «Востокпроектверфь» и ДВФУ в период с 2017 по 2020 годы. При обосновании внесения изменений в конструкцию перемычки котлована Сухого дока, при проведении поверочных расчётов достроечной набережной №1, грузовой набережной, а также при проверке альтернативных конструктивных решений мелководной набережной и других объектов применены разработанные Цимбельманом Н.Я. рекомендации и положения к формированию расчётных моделей и проведению конечно-элементного анализа работы тонкостенных стальных конструкций, взаимодействующих с грунтом.

Главный инженер



Д. С. Солкин

ООО «Дальневосточная инженерная строительная компания»,
690091, г. Владивосток, ул. Прапорщика Комарова, д. 15, оф.203,
e-mail: info@dvisk.ru, ИНН/КПП 2540219425/254001001, ОГРН 1162536059597

№ М-245 от 29 декабря 2022 г.

В Диссертационный совет

Уважаемые коллеги!

Сообщаем, что при проектировании реконструкции Причала №44 в порту г. Владивостока использованы результаты научных исследований, выполненных сотрудником Дальневосточного федерального университета Цимбельманом Никитой Яковлевичем.

Благодаря предоставленной информации и методике описания напряжённо-деформированного состояния элементов конструкции причала, специалистами предприятия определена оптимальная форма оголовка причала – верхнего строения, выполненного в виде монолитной железобетонной плиты. Рациональная конфигурация верхнего строения определена на основе анализа распределения усилий в конструкции (в том числе от кранового оборудования), а также с учётом технологических ограничений процесса реконструкции.

Генеральный директор
ООО «Дальинжстрой»

Главный инженер
ООО «Дальинжстрой»



Моисеенко О. Э.

Чигров Е. В.



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И
НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего профессионального образования

**«Дальневосточный федеральный
университет»
(ДВФУ)**

Инженерная школа

ул. Пушкинская, 10, г. Владивосток, 690950

Тел.: (423) 226-02-41 Факс: (423) 226-69-88

Эл. почта: director@technology.dvfu.ru

<http://www.dvfu.ru>

ОКПО 02067942, ОГРН 1022501297785

ИНН/КПП 2536014538/253601001

В диссертационный совет

№ б\и от 12.11.2018 г.

СПРАВКА

Выдана зав. кафедрой Гидротехники, теории зданий и сооружений ДВФУ, к.т.н., доценту Цимбельману Никите Яковлевичу, в том, что результаты исследований, выполненных в его диссертации на соискание учёной степени доктора технических наук, в части численного моделирования взаимодействия полых опорных конструкций самоподъёмных буровых установок с грунтом основания, применены в составе комплекса научно-исследовательских работ при обосновании возможности продления сезона бурения на континентальном шельфе северных морей.

Цимбельман Н.Я. является соисполнителем соответствующей НИР «Разработка концептуальных решений по увеличению сезона бурения морских мобильных буровых платформ в ледовых условиях. Этап 3 – Разработка конструктивных схем защиты райзера СПБУ от ледового воздействия, анализ эксплуатационных рисков и разработка концепции морских операций при работе СПБУ, определение временного интервала продления буровых работ» (в рамках договора № 100017/01430Д между ПАО «НК «Роснефть» и ФГАОУ ВО «Дальневосточный федеральный университет»).

Заместитель директора
Инженерной школы по НИР,
д.т.н., профессор

Руководитель темы,
к.т.н.



В.И. Петухов

Е.Е. Помников



Исх. № 25/03-23 от 16 марта 2023г.

В Диссертационный совет

ИНФОРМАЦИОННОЕ ПИСЬМО

о внедрении результатов научных исследований.

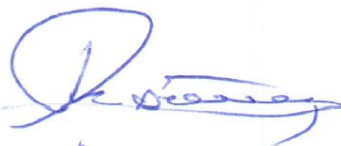
Результаты научных исследований сотрудника Дальневосточного федерального университета Цимбельмана Никиты Яковлевича введены в практику проектирования и возведения подпорных сооружений, выполненных из пустотелых заполненных грунтом тонкостенных конструкций.

Данное конструктивное решение обладает новизной и поэтапно внедряется в практику строительства при возведении подпорных сооружений в составе объектов промышленного, гражданского, транспортного и гидротехнического строительства (подпорные стены, устой мостов, элементы берегоукрепительных сооружений, слипов и др.). Нашей компанией внедрение ведётся с 2010 года; в результате в Дальневосточном федеральном округе РФ возведены более пятидесяти крупных и малых объектов. Существуют примеры применения в строительстве инновационных, сейсмоустойчивых конструктивных блоков (КБП) для строительства подпорных стен, устройства устоев мостов и инженерных сооружений в качестве решения укрепления насыпи автомобильных дорог (скоростная дорога пос. Новый – бухта Патрокл, соединяющая о. Русский с материком), элементов конструкций слипов (б. Нарва, Приморский край), а также укрепления русел ручьёв и рек (трасса Владивосток – Порт Восточный). В настоящее время технология внедряется при возведении транспортных сооружений на территории Центрального федерального округа и применяется, например, при креплении устоев мостов

Благодаря тесному сотрудничеству с Политехническим институтом ДВФУ при непосредственном участии и руководстве работами Цимбельманом Н.Я. во многом решены вопросы расчётного обоснования новых прогрессивных конструктивных решений комбинированных подпорных сооружений, выполняемых из пустотелых элементов (коробов, оболочек) с заполнением пустот грунтом. В результате совместной работы (при участии Центрального научно-исследовательского института транспортного строительства) построена методика расчёта таких сооружений; разработаны технологии, направленные на решение задач импортозамещения в части применения новых прогрессивных конструкций подпорных сооружений в различных областях строительства.

Генеральный директор

МП



Я.И. Котык

КОРБЕТ

Общество с ограниченной ответственностью «КорБет»
127299 г. Москва ул. Космонавта Волкова, д.12, пом. № XIX, ком. № 12
ОКПО 48648167, ОГРН 1227700353132, ИНН/КПП 7743383652/774301001

В Диссертационный совет

ПИСЬМО-ПОДТВЕРЖДЕНИЕ

внедрения результатов научных исследований

Настоящим подтверждаем, что результаты научных исследований, выполненных Цимбельманом Никитой Яковлевичем (сотр. Дальневосточного федерального университета) в части описания взаимодействия пустотелых блоков-оболочек с грунтовым наполнителем и основанием внедрены при построении методики расчёта, общем расчётном обосновании и возведении подпорных сооружений нового прогрессивного типа. Концепция сооружения заключается в применении полых железобетонных блоков специальной формы, заполненных уплотнённым щебнем. Блоки не соединены между собой жёсткими конструктивными связями, удерживаются в проектом положении за счёт сил трения в наполнителе и, обладая возможностью малых подвижек, хорошо работают на восприятие динамических нагрузок (сейсмических, ударных, транспортных, волновых).

Цимбельман Н.Я. принимал участие в работе и осуществлял научное руководство рабочей группой по построению методики расчёта (совм. НИИ транспортного строительства (АО ЦНИИТС), ДВФУ, группа компаний «Захар», ООО «КорБет»), выступил с защитой научно-исследовательской работы в Департаменте градостроительной политики города Москвы (заседание экспертной комиссии по инновационным технологиям и техническим решениям, 01.07.2022), а также на заседании подкомитета по проектированию, изысканиям и строительной науке комитета Торгово-промышленной палаты РФ по предпринимательству в сфере строительства (16.06.2022), в результате чего конструктивное решение одобрено и внесено в Московский территориальный строительный каталог.

Конструкция и технология предназначены для возведения подпорных сооружений при решении задач промышленного, гражданского, транспортного и гидротехнического строительства (при возведении берегоукрепительных сооружений и устоев мостов). В результате внедрения только за период с 2010 по 2022 год в Дальневосточном федеральном округе РФ возведены двадцать пять объектов – подпорных сооружений рассматриваемой конструкции в шести городах федерального и районного значения, общей площадью более 40 тыс. м², а также ряд малых сооружений в сфере благоустройства. Сооружения возводятся также на территории Центрального федерального округа.

Согласно данным служб строительного контроля применение рассматриваемой технологии позволяет сократить сроки возведения, например, берегоукрепительных сооружений и устоев мостов на 40%. При этом сооружения хорошо зарекомендовали себя за период эксплуатации и не вызывают нареканий со стороны эксплуатирующих организаций.

Генеральный директор




В.Н. Бабкин

