

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи

ФАН ВАН ФУК

**РАЗРАБОТКА ЭФФЕКТИВНОГО МЕТОДА РАСЧЕТА
НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ И ПРОЧНОСТИ ТОРЦОВЫХ
ЭЛЕМЕНТОВ КОРПУСОВ ВЫСОКОГО ДАВЛЕНИЯ ДЛЯ
ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ, СТРОИТЕЛЬНЫХ И СПЕЦИАЛЬНЫХ
ТЕХНОЛОГИЙ**

Специальность: 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и
сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:
Член-корреспондент РААСН, д.т.н.,
Профессор В.И. Морозов

Санкт-Петербург – 2019

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	6
ГЛАВА 1 АНАЛИЗ СОВРЕМЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ КОРПУСОВ ВЫСОКОГО ДАВЛЕНИЯ ДЛЯ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ, СТРОИТЕЛЬНЫХ И СПЕЦИАЛЬНЫХ ТЕХНОЛОГИЙ.....	14
1.1 Предварительные замечания.....	14
1.2 Характеристика существующих конструктивных решений корпусов высокого давления	16
1.3 Оригинальный корпус высокого давления из тяжелого армоцемента.....	23
1.4 Некоторые особенности совместной работы торцовых элементов с несущими элементами корпусов высокого давления.....	31
1.4.1 Напряженное деформированное состояние экспериментальных моделей КВД ЯР.....	32
1.4.2 Особенности сопряжений торцовых элементов с силовой стенкой КВД ЯР из ТАЦ.....	36
1.4.2.1 Шпоночное сопряжение торцовых элементов с силовой стенкой КВД ЯР из ТАЦ.....	36
1.4.2.2 Сопряжение торцовых элементов с силовой стенкой КВД ЯР из ТАЦ с возможной подвижкой.....	38
1.5 Экспериментальные исследования поведения бетона при сложных напряженных состояниях	39
ВЫВОДЫ ПО ПЕРВОЙ ГЛАВЕ	46
ГЛАВА 2 РАЗРАБОТКА АНАЛИТИЧЕСКОГО МЕТОДА РАСЧЕТА ТОРЦОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ СПЕЦИФИКИ ИХ СОПРЯЖЕНИЯ С НЕСУЩЕЙ СИЛОВОЙ СТЕНКОЙ КОРПУСА	50
2.1 Теоретическое обоснование аналитического метода расчета торцовых элементов при шпоночном сопряжении с силовой несущей стенкой корпуса, исключающего смещения по конической поверхности.....	50

2.1.1 Предварительные замечания.....	50
2.1.2 Принятые предпосылки и допущения для создания аналитического метода расчета	54
2.1.3 Теоретический вывод рабочей формулы для определения величины предельного давления ЖБ ТЭ.....	57
2.1.4 Определение необходимого процента армирования в расчетных сечениях ЖБ ТЭ	60
2.1.4.1 Определение напряженного состояния и прочности ЖБ ТЭ с помощью критерия прочности Баландина	62
2.1.4.2 Определение напряженного состояния и прочности ЖБ ТЭ на основе критерия Рихарда-Бранцаега-Брауна.....	63
2.2 Теоретическое обоснование аналитического метода расчета торцовых элементов с возможной подвижкой по конической поверхности силовой несущей стенки корпуса.....	64
2.2.1 Предварительные замечания.....	64
2.2.2 Обоснование расчетной схемы торцовых элементов с возможной подвижкой.....	65
2.2.2.1 Напряженное состояние и предельно допустимая нагрузка на торцевые элементы с возможной подвижкой с использованием критерия Баландина.....	69
2.2.2.2 Напряженное состояние торцовых элементов с возможной подвижкой с использованием критерия Рихарда-Бранцаега-Брауна	70
2.3 Апробация аналитического метода на практических примерах расчета торцовых элементов.....	72
2.3.1 Пример расчета ЖБ ТЭ при шпоночном сопряжении с силовой несущей стенкой корпуса.....	72
2.3.2 Пример расчета торцовых элементов с возможной подвижкой по конической поверхности силовой стенки.....	76
ВЫВОДЫ ПО ВТОРОЙ ГЛАВЕ	82

ГЛАВА 3 ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ТОРЦОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНУТРЕННЕГО ДАВЛЕНИЯ.....	84
3.1 Предварительные замечания.....	84
3.2 Формирование расчетной схемы на базе конечно-элементной модели в программном комплексе ANSYS	85
3.2.1 Формирование расчетной схемы торцовых элементов со шпонками	86
3.2.2 Формирование расчетной схемы торцовых элементов с трением.....	87
3.3 Результаты численного расчета торцовых элементов.....	89
3.3.1 Результаты численных расчетов при шпоночном сопряжении	90
3.3.2 Результаты численных расчетов торцовых элементов при возможной подвижки.....	95
3.3.2.1 Анализ 3D $\frac{1}{4}$ оригинальной модели ТЭ с возможной подвижкой.....	95
3.3.2.2 Анализ $\frac{1}{4}$ 3D модели сферического свода.....	100
3.4 Обоснование изгибного характера работы торцовых элементов на шпонках	104
ВЫВОДЫ ПО ТРЕТЬЕЙ ГЛАВЕ.....	106
ГЛАВА 4 АНАЛИЗ И СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ АНАЛИТИЧЕСКИХ И ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА	108
4.1 Сравнение результатов расчета напряженного состояния ЖБ ТЭ со шпонками	108
4.2 Сравнение результатов напряженного состояния ТЭ при гладком сопряжении (отсутствии шпонок)	110
4.2.1 Сравнение напряжений вертикального направления в цилиндрической системе координат.....	110
4.2.2 Сравнение напряжений радиального направления в системе цилиндрической координат.....	111
ВЫВОДЫ ПО ЧЕВЕРТОЙ ГЛАВЕ	113
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	114

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ:	117
ПРИЛОЖЕНИЕ А	128
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	129
ПРИЛОЖЕНИЕ В	130
ПРИЛОЖЕНИЕ Г	131
ПРИЛОЖЕНИЕ Д	132
ПРИЛОЖЕНИЕ Е.....	133

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время, основными источниками энергоресурсов Вьетнама являются «гидро» (38%), газ (35%), уголь (21%), нефть (1.8%) и небольшой дефицит подставляется импортом (4%). Вместе с тем, наиболее важными производителями электроэнергии выступают большое количество как крупных, так и мелких гидроэлектростанций (ГЭС) с потенциалом мощности 84 ТВт/год, а также тепловые электростанции, работающие на угле и газе, добыча которых достигают 44.5 млн.т и 8.9 млрд.м³ соответственно [59]. При этом из-за высокого внутреннего спроса на электроэнергию Вьетнам планирует еще построить как минимум 13 крупных угольных электростанций.

В 2009 году Вьетнам при поддержке Российской Федерации принял резолюцию о строительстве атомной электростанции (АЭС) с двумя ядерными энергоблоками водо-водяного корпусного типа серии ВВЭР-1000 [59]. Между тем, многие вьетнамские эксперты рассматривают проект строительства АЭС как невыгодную для вьетнамской стороны сделку, которая поставит Вьетнам в финансовую и технологическую зависимость от России, и призывают руководство страны изменить стратегию энергетического развития в пользу других источников энергии (солнечной и ветряной энергии). Такой же позиции придерживаются представители многочисленных организаций по защите окружающей среды [23]. Также существуют и другие проблемы по запуску рассматриваемого проекта – это отсутствие квалифицированных инженеров по обслуживанию подобных сооружений и высокая сейсмичность местности с магнитудой колебаний 6.7-7 баллов. На данный момент проект строительства АЭС («Ниньтхуан-1», «Ниньтхуан-2») на территории Вьетнама приостановлен и находится в стадии правительственного согласования.

Вместе с тем, становится очевидным тот факт, что реальным энергетическим выбором человечества в XXI веке станет широкое использование ядерной энергии, которая может вырабатываться в корпусах высокого давления. Корпуса высокого давления ядерных реакторов (КВД ЯР) – это специальные сооружения в виде герметично замкнутых сосудов,

предназначенных для организации управляемой цепной реакции деления атома одного из радиоактивных веществ, например, урана, которая всегда сопровождается выделением огромной энергии (давление, температура и радиационные воздействия).

Согласно [28, 29, 32, 33, 41, 43, 69], мировой опыт свидетельствует о перспективности развития АЭС на базе реакторов из ПНЖБК. В этом случае корпус воспринимает внутреннее давление (порядка нескольких десятков атмосфер), также радиацию и повышенную температуру. Однако, они отличаются весьма сложной технологией изготовления. В частности, требуются арматурные пучки и домкраты мощностью свыше 10^6 Кг. Однако ни во Вьетнаме, ни в России они не производятся, что сдерживает пока их широкое применение [69].

Известно, что корпус высокого давления ядерной реакторов (КВД ЯР) из железобетона - это сложные многокомпонентные сооружения, которые включают в себя силовые стенки, торцовые элементы (ТЭ) типа пробок, металлическую облицовку, теплоизоляцию и т.п. По виду несущего конструктивного материала различают предварительно напряженные и из обычного высокодисперсно-армированного железобетона, так называемого тяжелым армоцементов (ТАЦ) [41, 43, 69].

В настоящее время известны результаты экспериментально-теоретических исследований, посвященных изучению напряженно деформированного состояния (НДС) КВД ЯР [41, 42, 69]. Наряду с этим, высокий темп развития вычислительной техники и постоянно обновляемые программные комплексы (ANSYS, SAP, ETAB ...) могут предоставлять почти безграничные условия для проведения численных исследований, учитывающих многообразие расчетных параметров, которые ранее не учитывались или вовсе пренебрегали.

В настоящей работе исследуется поведение ТЭ вертикального КВД из тяжелого армоцемента (ТАЦ), разработанного в СПбГАСУ совместно с другими организациями [41, 43, 64, 66, 67].

Исследования, направленные на определение оптимальных геометрических параметров торцовых элементов, как составных элементов корпусов высокого давления ядерных реакторов в зависимости от их сопряжения с силовой стенкой из тяжелого армоцемента, непосредственно влияющие на их напряженно состояние под нагрузкой в виде внутреннего давления, представляются весьма **актуальными**.

Степень разработанности темы диссертации.

На кафедре ЖБК СПбГАСУ на протяжении ряда лет ведутся исследования вертикальных КВД для ЯР, АТ и других напорных емкостей цилиндрической и сферической форм, принципиальной особенностью которых, отличающей их от традиционных конструктивных решений является использование ТАЦ, как исключительно трещиностойкого материала, удачно вписывающегося в силовую стенку.

Современные КВД, выполняемые в железобетоне, предполагают в целях обеспечения необходимой трещиностойкости использование предварительного напряжения. Вместе с тем исследования, выполненные на кафедре железобетонных конструкций под руководством Г.Н. Шоршнева, обнаружили возможность создания таких конструкций без предварительного напряжения - на основе дисперсно армированного железобетона с высоким содержанием арматуры, получившего название тяжелый армоцемент (ТАЦ). Данная разновидность железобетона обладает исключительно высокой трещиностойкостью, практически не уступающей предварительно напряженным конструкциям. На рисунке 2.2.1 показана принципиальная конструктивная схема КВД ЯР. Оригинальность предлагаемой конструкции состоит в том, что торцовые элементы (днища) выполняются в виде толстых конусообразных плит, свободно опирающихся по боковой поверхности на конические сужения стенок из ТАЦ.

До появления настоящей диссертации исследования работы торцовых элементов под нагрузкой, учитывающих их специфику, проведено

недостаточно, что затрудняет вопросы практической реализации при проектировании подобных сооружений.

Цель диссертации – разработка аналитического и численного методов расчета напряженного состояния торцовых элементов с учетом их сопряжения с силовой стенкой вертикальных корпусов высокого давления и определение величины предельной нагрузки.

Для реализации поставленной цели, требуются решения следующих задач:

1. На базе известных исследований о прочности бетона обосновать расчетную схему осесимметричных толстых плит, опертых по конической поверхности применительно к торцовым элементам.

2. Получить приближенное аналитическое решение по определению рациональных параметров ТЭ и предельной нагрузки.

3. Получить приближенное аналитическое решение по определению толщины сферического свода, формирующегося в осесимметричных толстых плитах, опертых по конической поверхности, нагруженных равномерно распределенной статической нагрузкой.

4. Разработать аналитический метод расчета торцовых элементов со шпонками и без шпонок с силовой стенкой из тяжелого армоцемента;

5. Разработать численный метод расчета торцовых элементов со шпонками без шпонок с силовой стенкой из тяжелого армоцемента по программе, основанной на методе конечных элементов (МКЭ).

Объект исследования – толстая осесимметричная бетонная плита, опертая по конической поверхности под действием равномерно распределенной нагрузки.

Предмет исследования – напряженно-деформированное состояние и прочность торцовых элементов при статических воздействиях.

Методология и методы исследования – в работе использованы аналитические, численные и экспериментальные методы исследования, включающие построение расчетных схем рассматриваемых конструктивных элементов, их аналитический и численный анализ, сравнение полученных аналитических и численных результатов.

Реализация результатов работы. Материалы диссертационных исследований использовались при выполнении инициативной НИОКР в рамках научной проблемы, направленной на обеспечение повышенной безопасности толстостенных цилиндрических резервуаров под высокое давление и температуру, проводимых на кафедре на протяжении ряда лет и явились продолжением и развитием исследований, выполняемых ранее по заданию РААСН.

Теоретические положения и полученные результаты исследований используются в учебном процессе ФГБОУ ВО СПбГАСУ при подготовке специалистов по уникальным зданиям и сооружениям (08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений) и магистров (08.04.01 Строительство), а также при выполнении выпускных квалификационных работ, дипломных проектов и магистерских диссертаций.

Научная новизна

1. Впервые на базе известного и исследованного ранее цилиндрического корпуса высокого давления (Г.Н. Шоршнев, В.И. Морозов) разработана аналитическая и численная методика расчета напряженного состояния торцовых элементов, при шпоночном и в случае с возможной подвижкой (без шпонок) вариантах сопряжении с несущей силовой стенкой из тяжелого армоцемента.

2. На основе аналитических и численных методов установлено, что торцовые элемента на шпонках в виде толстых осесимметричных плит работают и деформируются под нагрузкой качественно аналогично элементам коротким балок, испытывающим изгиб и срез.

3. На основе классической теории пластичности бетона и известных экспериментальных исследований (Г.С. Писаренко, В.М. Бурцев) разработана теоретическая модель торцового элемента при гладком сопряжении в виде формирующегося в процессе работы сжатого сферического купола, моделирующего работу толстой плиты в виде усеченного конуса.

4. Впервые приближенным способом получена формула по определению толщины, внутреннего и внешнего радиусов сферического свода при гладком сопряжении торцовых элементов с силовой несущей стенкой.

5. На основе известных критериев прочности бетона Баландина и Рихарда-Бранцага-Брауна получены решения задач по определению рациональных параметров, предельной нагрузки и напряжённого состояния торцовых элементов для КВД как при шпоночном, так и при гладком сопряжениях с возможной подвижкой.

На защиту выносятся:

1. На базе классической теории пластичности и известных экспериментальных исследований на моделях, обоснование появления двух опасных сечений в ЖБ ТЭ со шпонками и сжатого сферического свода в бетонных ТЭ без шпонок в предельных значениях внешней нагрузки.

2. Аналитический расчет железобетонных торцовых элементов со шпонками с использованием критерия прочности бетона Баландина и Рихарда-Бранцага-Брауна.

3. Численный расчет железобетонных торцовых элементов со шпонками.

4. Сравнение результатов аналитического и численного расчетов торцовых элементов со шпонками.

5. Аналитический расчет торцовых элементов при возможной подвижке по наклонной поверхности несущей силовой стенки из тяжелого армоцемента с использованием критерия прочности бетона Баландина и Рихарда-Бранцага-Брауна.

6. Численный расчет торцовых элементов при возможной подвижке по наклонной поверхности несущей силовой стенки из тяжелого армоцемента.

7. Сравнение результатов аналитического и численного расчетов торцовых элементов при возможной подвижке по наклонной поверхности несущей силовой стенки из тяжелого армоцемента.

8. Заключение.

Достоверность результатов исследований

Подтверждается использованием известных положений теории пластичности бетона и железобетона, механики деформируемого твердого тела, строительной механики, численных методов, сходимостью полученных аналитических и численных результатов расчета.

Практическая ценность работы

Практическая значимость заключается в возможности использования предлагаемых аналитических и численных методов расчета на практике проектирования на стадиях эскизного и технического проектов КВД для энергетических, строительных и специальных технологий.

Внедрение результатов работы

Результаты диссертационных исследований используются в учебном процессе ФГБОУ ВО СПбГАСУ при подготовке специалистов по уникальным зданиям и сооружениям и магистров по направлению «Строительство».

Кроме того, прилагается справка о внедрении результата настоящих диссертационных исследований в ООО «ИНВЕСТИЦИИ И СТРОИТЕЛЬСТВО EVECON».

Апробация работы

Основные положения диссертационной работы доложены на:

- 71-я Всероссийская научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых «Актуальные проблемы современного строительства» (Санкт-Петербург, 2018 г.);
- 74-я научная конференция профессорско-преподавательского состава и аспирантов университета «Актуальные проблемы современного строительства» (Санкт-Петербург, 2018 г.);
- 72-я Всероссийская научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых «Актуальные проблемы современного строительства» (Санкт-Петербург, 2019 г.).

Область исследования соответствует паспорту специальности ВАК 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения и относится к пункту: Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых, восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойство материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности.

Структура и объем работы

Диссертация включает в себя введение, 4 главы, основные результаты и выводы, список литературы из 106 источников. Объем диссертационного исследования составляет 133 страниц машинописного текста, в данный объем входят 71 страниц основного текста, содержащего 75 рисунков и 20 таблиц.

ГЛАВА 1 АНАЛИЗ СОВРЕМЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ КОРПУСОВ ВЫСОКОГО ДАВЛЕНИЯ ДЛЯ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ, СТРОИТЕЛЬНЫХ И СПЕЦИАЛЬНЫХ ТЕХНОЛОГИЙ

1.1 Предварительные замечания

Широкое использование атомной энергии предполагает исключительно высокую надежность работы реакторов и других компонентов атомных электростанций. Здесь необходимы выполнения главного условия - отвечать соответствующим требованиям гарантированной безопасности для населения и окружающей среды.

По данным [24], в мире существует 435 атомных реакторов. При этом строятся новые блоки, в основном в Азиатском регионе. Ниже приводятся некоторые сведения о совокупности электрической мощности АС в разных странах (см. табл. 1.1.1.)

Таблица 1.1.1 – Количество действующих атомных реакторов в мире

№п/п1.1	Страны	Количество блоков	Совокупная электрическая мощность (нетто, МВт)
1	Американ	104	101465
2	Франция	58	63130
3	Япония	50	44210
4	Россия	33	23643
5	Республика Корея	23	20671
6	Индия	20	4391
7	Канада	18	12604
8	Китай	16	11814
9	Великобритания	16	9246
10	Украина	15	13101
11	Швеция	10	9325
12	Германия	9	12068
13	Испания	8	7567
14	Бельгия	7	5927

Таблица 1.1.1 – Количество действующих атомных реакторов в мире

№п/п1.1	Страны	Количество блоков	Совокупная электрическая мощность (нетто, МВт)
15	Чехия	6	3766
16	Швейцария	5	3263
17	Финляндия	4	2736
18	Венгрия	4	1889
19	Словакия	4	1816
20	Пакистан	3	725
21	Аргентина	2	935
22	Бразилия	2	1884
23	Болгария	2	1906
24	Мексика	2	1300
25	Румыния	2	1300
26	ЮАР	2	1830
27	Армения	1	375
28	Иран	1	915
29	Нидерланды	1	482
30	Словения	1	688
Всего	435	370003	370003

Несмотря на достаточно распространенное мнение общественности об экологической опасности атомных электростанций [19], можно с достаточным основанием утверждать, что АЭС оказывают на окружающую среду значительно меньшее влияние, чем тепловые электростанции. Работа ТЭС сопровождается выбросом в окружающую среду большого количества золы, серного ангидрида и окислов азота, которые в атмосфере смешиваются с парами воды и превращаются в серную и азотную кислоты, выпадающие в виде "кислотных дождей". Работа ТЭС приводит к выбросу в атмосферу углекислого газа, вызывающего парниковый эффект, который приводит к изменениям климата и вследствие этого к совершенно непредсказуемым для человечества последствиям.

Работа АЭС экологически безопасна и становится опасной для окружающей среды только при крупных авариях, связанных с выбросом радиоактивности. Вывод о том, что на этом основании нежелательно строительство АЭС, представляется совершенно ошибочным. Наоборот, следует строить АЭС с реакторами, имеющими повышенную безопасность, обладающими свойством саморегулируемости. Эксплуатация таких энергоустановок более безопасна для экологии, чем использование традиционных источников энергии [14].

1.2 Характеристика существующих конструктивных решений корпусов высокого давления

Известно [40], что вплоть до 1960 года корпусные реакторы всех типов (легководяные кипящие и с водой под давлением, газовые и т.п.) сооружались только в металлических корпусах, при этом их единичная мощность не превышало 200-230 МВт.

Таблица 1.2.1 - Характеристики корпусов ВВЭР

параметр	ВВЭР-400	ВВЭР-1000
Рабочее давление, МПа	12,5	16
Внутренний диаметр, м	3,56	4,155
Высота, м	11,8	10,88
Максимальный диаметр, м	4,27	4,535
Толщина, мм:		
- цилиндрической части	140	190
- зоны патрубков	200	265
Масса корпуса, кг	200,8*10 ³	304*10 ³

Корпуса ЯР на основе стали по сравнению с железобетонными отличаются сложной технологией возведения, например, корпус ВВЭР (см.

рис. 1.2.1) изготавливается только в заводских условиях, что ограничивает габариты корпуса КВД [71].

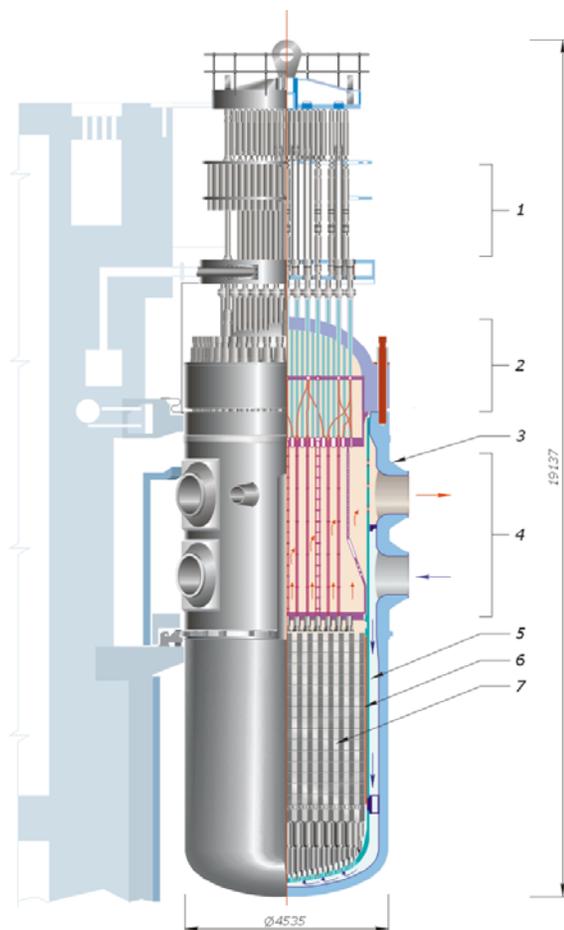


Рисунок 1.2.1 – Устройство реактора ВВЭР-1000.

Вместе с тем, современное высокотехнологическое развитие промышленности, требует большего расхода энергии, в частности электроэнергии, что в свою очередь влияет на единичную мощность энергоустановок или энергоблоков.

С ростом единичной мощности энергоблоков увеличиваются и размеры активной зоны. Данное обстоятельство обуславливает эффективность и целесообразность применения предварительно напряженного железобетона [69].

Известно [72], тип корпуса реактора под давлением определяется в зависимости от вида ядерного реактора, а также плотности энерговыделения и его удельной мощности. В таблице. 1.2.2. приведены данные по относительной плотности энерговыделения, относительному размеру корпусов реакторов и материалам корпусов ядерных энергетических реакторов различных типов.

На рисунке 1.2.2 представлен разрез корпуса под давлением типичного реактора PWR с расположением первичных компонентов [72].

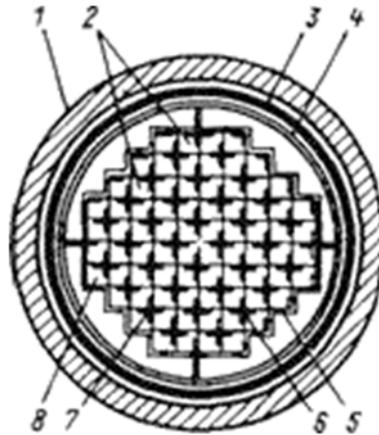


Рисунок 1.2.2 – Поперечный разрез типичного корпуса реактора PWR и первичных компонентов

Первые реакторы из ПНЖБ были построены во Франции в 1959 году (рис. 1.2.3) с торцовыми элементами в виде вогнутых полусфер.

На рисунке 1.2.4 представлен разновидность реактора из ПНЖБ Бюже во Франции, представляющий собой цилиндр с шестью крупными вертикальными ребрами трапецеидальной формы, служащими для закрепления кольцевой напрягаемой арматуры [41, 69].

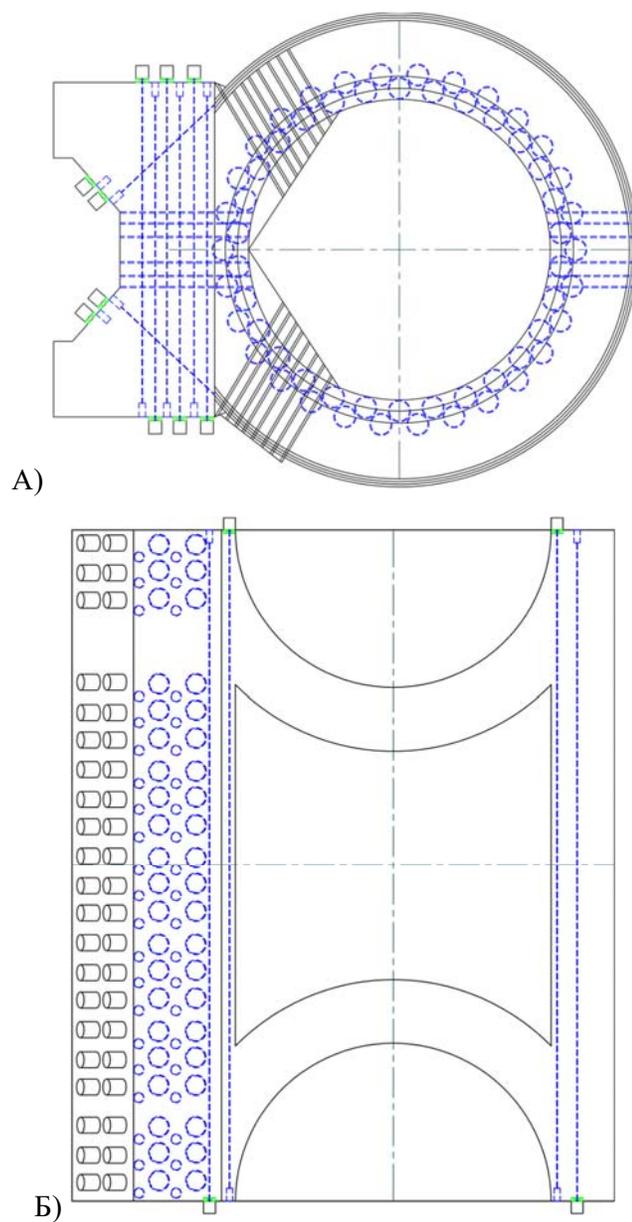


Рисунок 1.2.3 – Принципиальная схема реактора ЯР G – 2.

А) – поперечный разрез ПНЖБ КВД; Б) – продольный разрез ПНЖБ КВД.

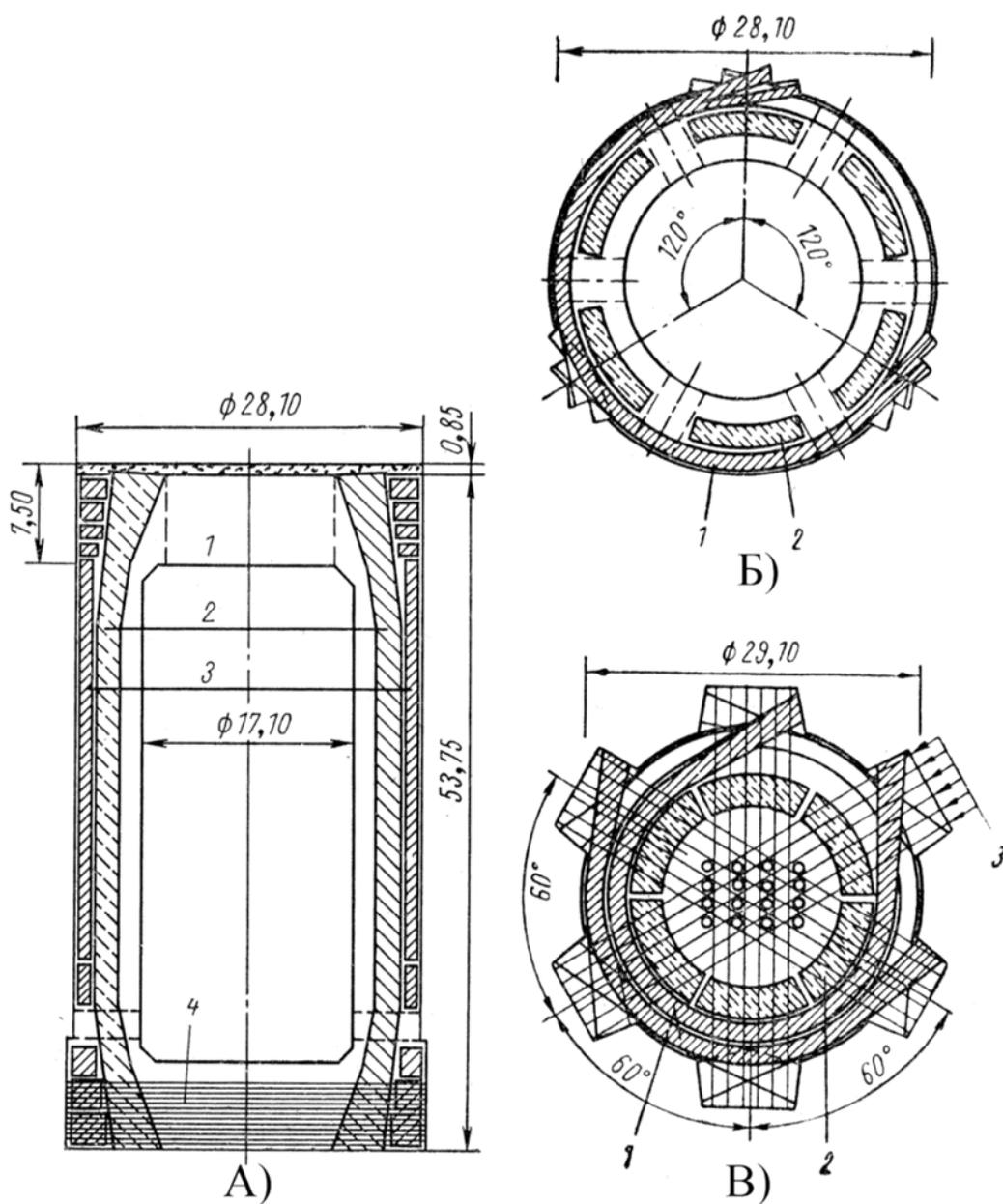


Рисунок 1.2.4 – Конструктивная схема ЯР Бюже (Франция) [85]

А) – вертикальный разрез; Б) – горизонтальный разрез; В) – разрез нижней плиты

Обращает на себя внимание конструкция реактора в Уилфе (Англия). Здесь предпринята попытка выровнять напряжение от внутренних воздействий (давление, температура, радиация) путем создания корпуса сферической формы. В этом случае, как известно, выравниваются поля напряжений и существенно уменьшаются концентрации напряжений в зоне

сопряжения стенок и днища. Однако в полной мере создать сферический реактор по ряду причин пока не удастся (рис. 1.2.5) [41, 69].

Следует заметить, что с появлением предварительного напряжения, предложенным Эженом Фрейсине в 1928 году, все железобетонные реакторы возводились с его применением. Начиная с 50-х годов XX века, возведены десятки железобетонных реакторов с предварительным напряжением арматуры. Принципиальное отличие реактора из ПНЖБК от металлического в оценке реальной надежности в условиях запроектных воздействий. В случае появления аварийной ситуации и наступления разгерметизации внутренней полости железобетонному реактору грозит лишь локальное разрушение, в то время, как разрушение стального корпуса может происходить взрывоопасно [46]. Имеются и другие преимущества преднапряженного реактора перед металлическим, в частности железобетонный реактор практически не имеет ограничение по габаритам [28, 29, 47, 54, 57].

Можно отметить, что зарубежный опыт работы с пред-напряженными корпусами свидетельствуют о эффективной работе ПНЖБК не только для реакторов с газовым теплоносителем, но и для реакторов с водой под давлением [73, 74, 76, 81, 83, 91, 96, 100].

Признается тот факт, что железобетонные, в том числе ПНЖБК, реакторы более безопасны, чем металлические, а также характеризуются повышенной живучестью в случае нештатных ситуаций, которые могут приводить к повышенным давлениям или даже к взрывам.

Замечено, что выход из строя одного или даже нескольких пучков арматуры не приведет к разрушению корпуса в связи с перераспределением внутренних усилий с вышедшей арматурой на целую.

Использование железобетона в стенках реактора позволяет объединить функции биологической защиты и силового корпуса в одном сооружении. Как показывают расчеты толщина стенок реактора порядка 3 – 5 м гарантируют необходимую защиту окружающей среды от радиации.

Имеются, однако, отдельные недостатки конструкции ПНЖБК, связанные с достаточно сложной технологией натяжения арматуры и контролем его напряженного состояния во время эксплуатации, а также с усложнением формы конструкции реактора вблизи торцовых элементов. Кроме того, имеется относительная сложность устройства необходимых технологических проходов, как в стенках, так и в днищах.

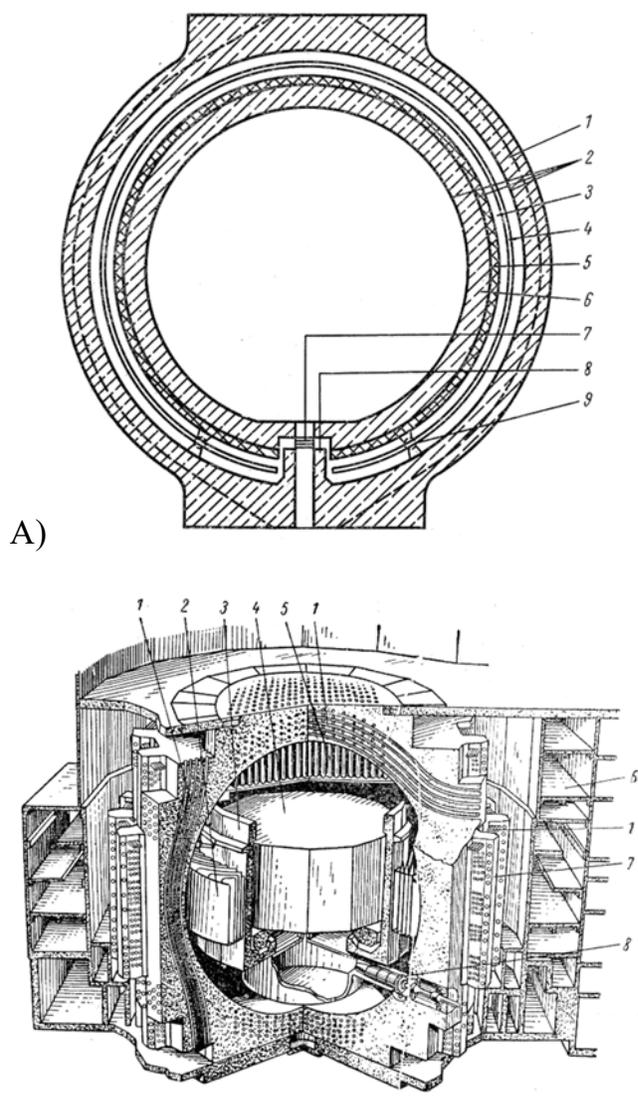


Рисунок 1.2.5 – Сферические корпуса из железобетона.
 А) – Схема сферического корпуса; Б) – ЯР в Уилфе Англия

Определенную трудность могут вызвать конструкции загрузочных крышек в районе торцов корпуса из-за необходимости размещения на ограниченном пространстве рабочих каналов.

Имеются и другие обстоятельства, обуславливающие определённые недостатки конструкций реакторов из ПНЖБ, на которых пока останавливаться не будем.

В начале 70-х годов XX века в СПбГАСУ под руководством профессора Г.Н. Шоршнева были проведены первые испытания крупномасштабных физических моделей КВД из тяжелого армоцемента без предварительного натяжения [42, 69]. Использование ТАЦ, обладающего исключительно высокой трещиностойкостью и повышенным пределом упругой работы в силу высокого коэффициента армирования в качестве основного несущего материала в цилиндрических стенах с коническими сужениями по торцам, обеспечило возможность устройства свободно опирающихся толстых плит, выполнявших роль, так называемых «пробок».

1.3 Оригинальный корпус высокого давления из тяжелого армоцемента

Экспериментальные исследования [42, 67] по определению физико-механических свойств новой разновидности дисперсно-армированного железобетона, получившего название тяжелый армоцемент (ТАЦ), показали возможность применения его в конструкциях высокого давления (КВД) наряду с предварительно-напряженным железобетоном. В отличие от армоцемента ТАЦ имеет размер ячеек 12×24 мм при диаметре арматуры 3-5 мм, объемное содержание арматуры может доведено до 16-24 %. Обнаружено, что при напряжениях в арматуре, равных 567 МПа, максимальная ширина раскрытия трещин в бетоне составила 0,1 мм, что 1,8 раза превосходит расчетного сопротивления арматуры класса Вр-I (см. рис. 1.3.1).

На рисунке 1.3.1 представлены графики зависимости « $N - \varepsilon$ » полученные Г.Н.Шоршневым на образцах с разными процентами армирования при центральном растяжении (напряжения даны в МПа при ширине раскрытия трещины равной 0,1 мм) [67].

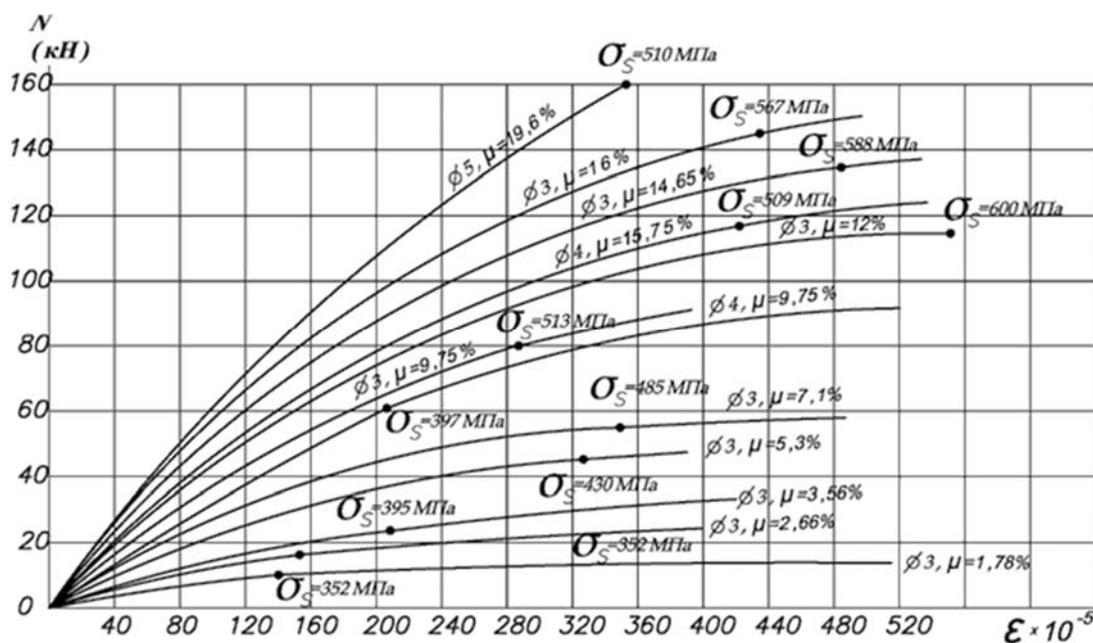


Рисунок 1.3.1 – Опытные зависимости « $N - \varepsilon$ » для элементов с разным армированием (по данным Г. Н. Шоршнева)

Согласно [42], ТАЦ характеризуется отсутствием усадочных трещин, несмотря на объемное содержание арматуры свыше 20-25%, что обусловлено большой площадью сцепления бетона и арматуры и положительным влиянием релаксационных процессов при твердении; высоким пределом упругой работы при растяжении; повышенной растяжимостью бетонной матрицы и значительным возрастанием (по сравнению с обычным бетоном и армоцементом) уровня напряжений при видимых и максимально допустимых значениях трещин. При этом ТАЦ по структуре являясь ортогонально армированным (имеющую арматуру в двух направлениях), он удачно и как бы естественно вписывается в поле силовых потоков, характерное для стенок КВД и позволяет проще, чем в варианте из ПНЖБ устраивать технологические

проходки в стенке. Отмечается его достаточно высокая технологичность и простота создания из него емкостных сооружений, поскольку здесь не требуется сложная технология предварительного натяжения арматуры, и соответственно, специального оборудования для монтажа арматур.

Опыты на плоских образцах и кольцевых элементах из ТАЦ показали повышенную растяжимость бетонной матрицы и достаточно высокий параметр трещиностойкости [42, 67]. Обращает на себя внимание тот факт, что при испытании крупномасштабной модели в 1/3 натуральной величины корпуса реактора, даже при деформациях наружной поверхности свыше 100×10^{-5} отн. ед., трещины не были обнаружены. Уникальность результата убедила авторов в возможности эффективного использования ТАЦ в качестве основного несущего материала.

На рисунках 1.3.3, 1.3.4, 1.3.5 представлены последовательность бетонирования в процессе возведения, а также исполнительная схема КВД ЯР [42, 69].

Технология возведения КВД из ТАЦ, разработанная в ЛенЗНИИЭПе С.Н. Панариным и его сотрудниками [48] отличается простотой и обеспечивает высокую степень однородности бетонной матрицы в процессе формования стенок корпуса.

На ряду с опытами на моделях реакторов проводились испытания отдельных фрагментов конструктивного решения, в том числе бетонных плит, опертых по конической поверхности, элементов облицовки с анкерами, а также кольцевых фрагментов на температурные воздействия до 400 °С. (см. рис. 1.3.6,1.3.7) [42, 69].

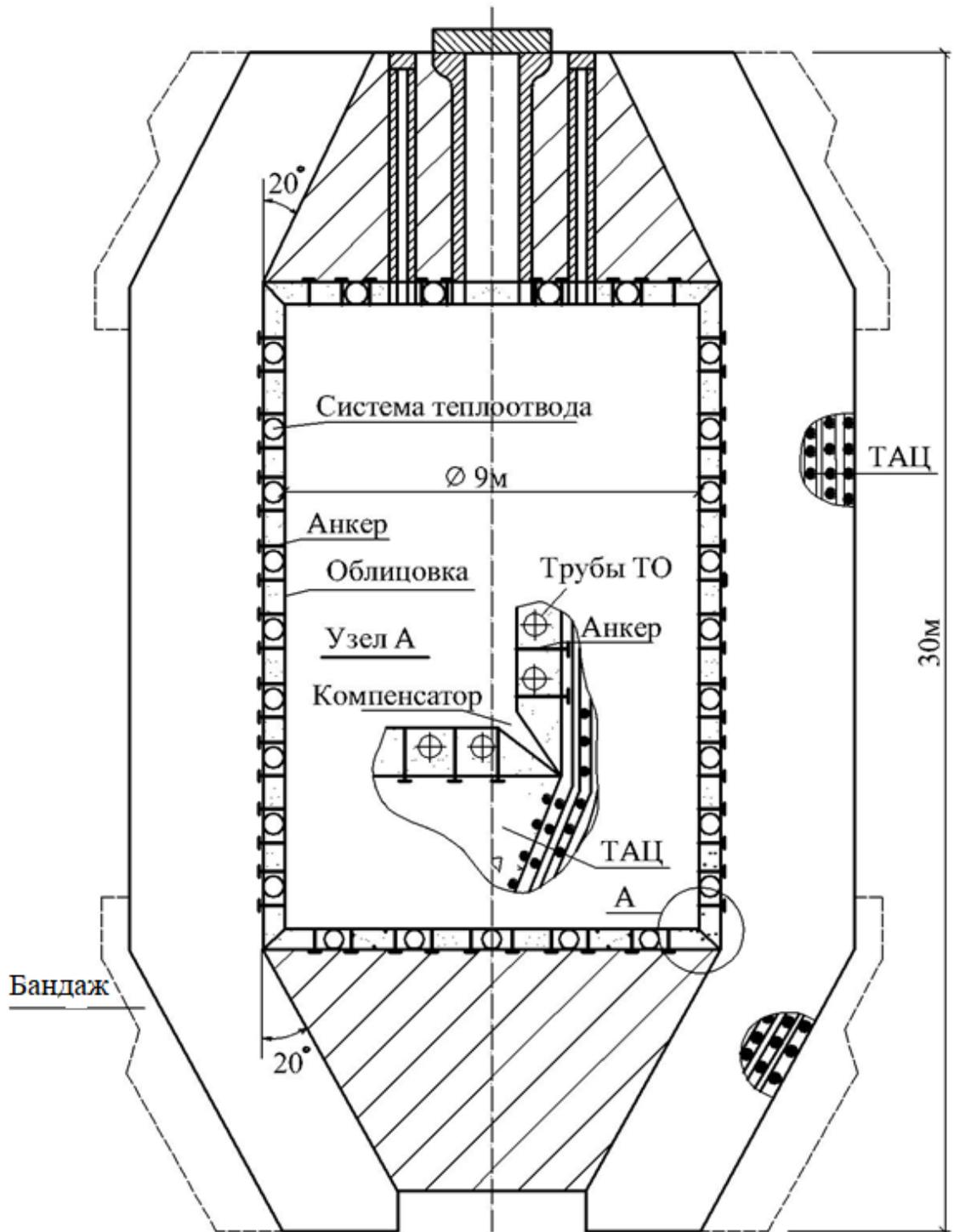


Рисунок 1.3.2 – Принципиальная конструкция КВД ЯР [42]

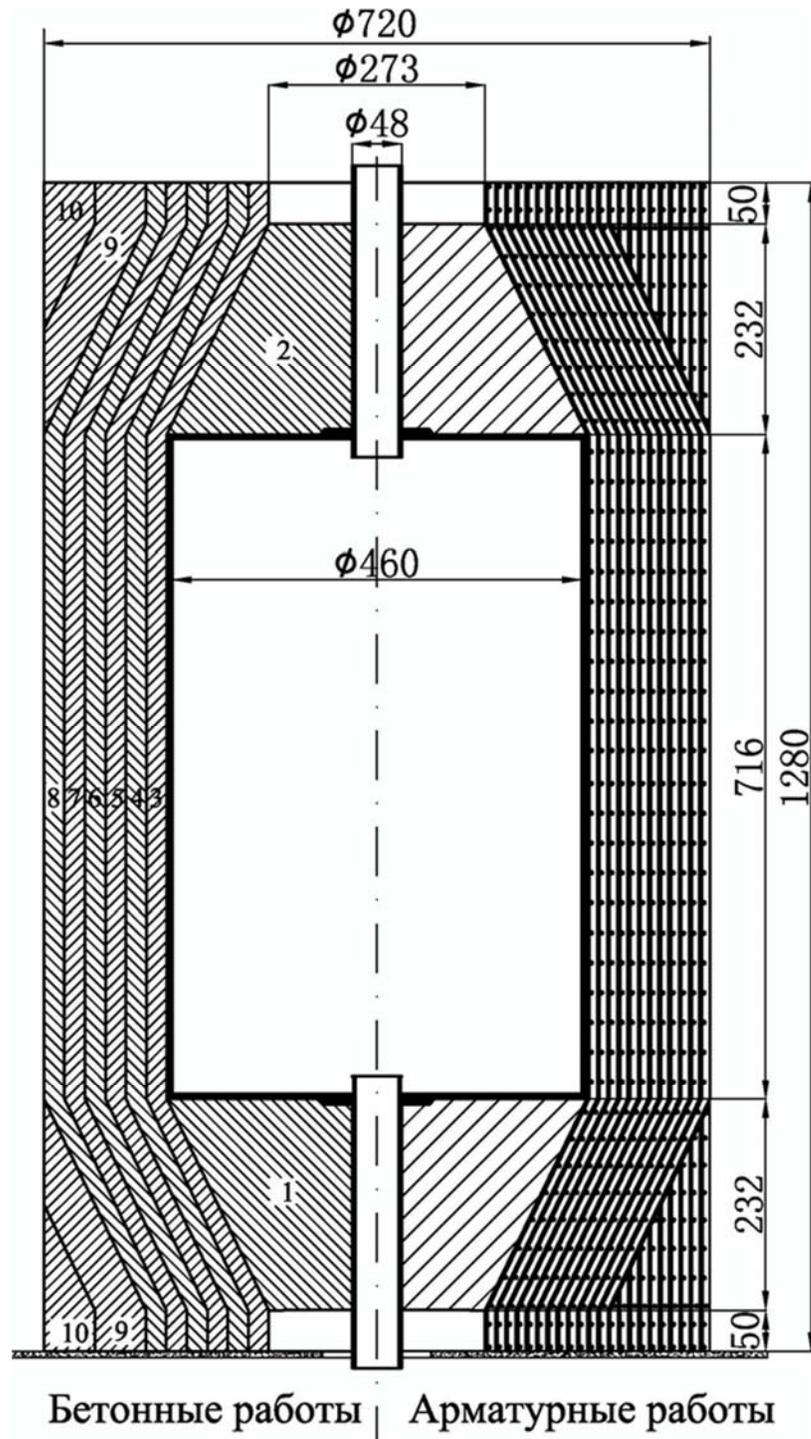


Рисунок 1.3.3 – Конструкция физической модели КВД ЯР в 1/30 натуральной величины:

1 – 10 последовательность бетонирования участков в процессе возведения модели [42]

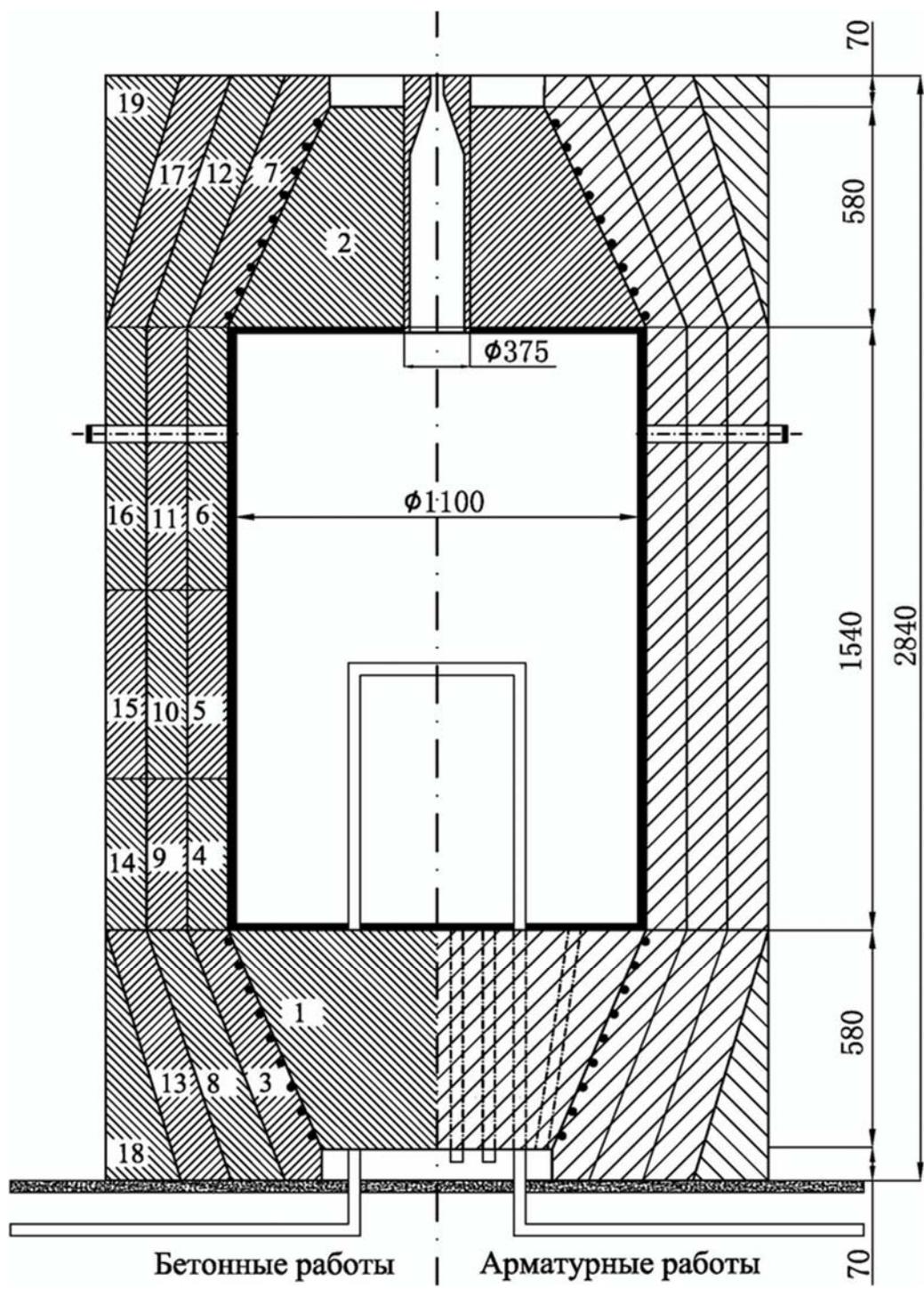


Рисунок 1.3.4 – Конструкция физической модели КВД ЯР в 1/10 натуральной
величины:

1 – 19 последовательность бетонирования участков в процессе возведения модели [42]

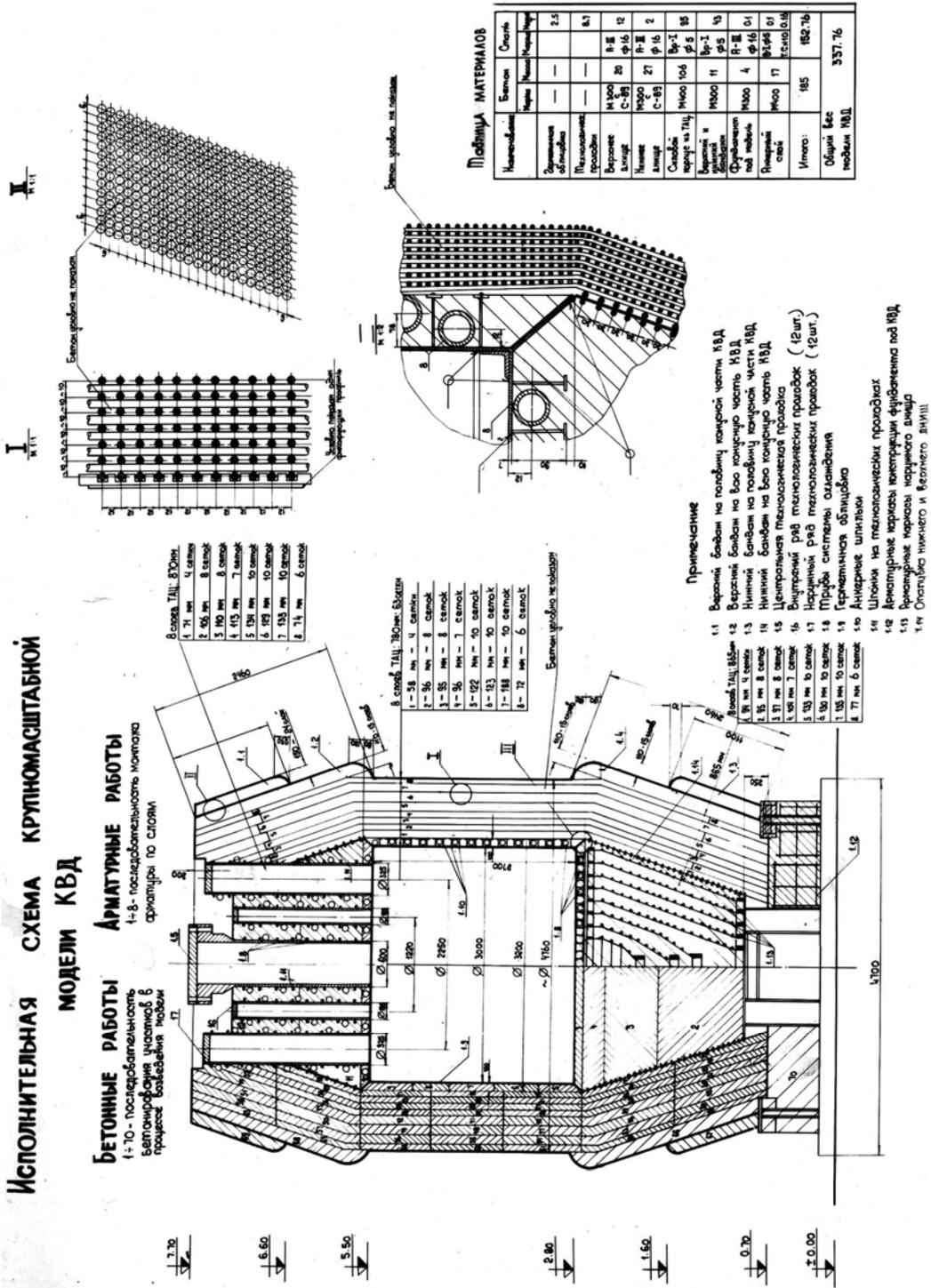


Рисунок 1.3.5 - Конструкция крупномасштабной физической модели КВД ЯР в 1/3 натуральной величины [42].

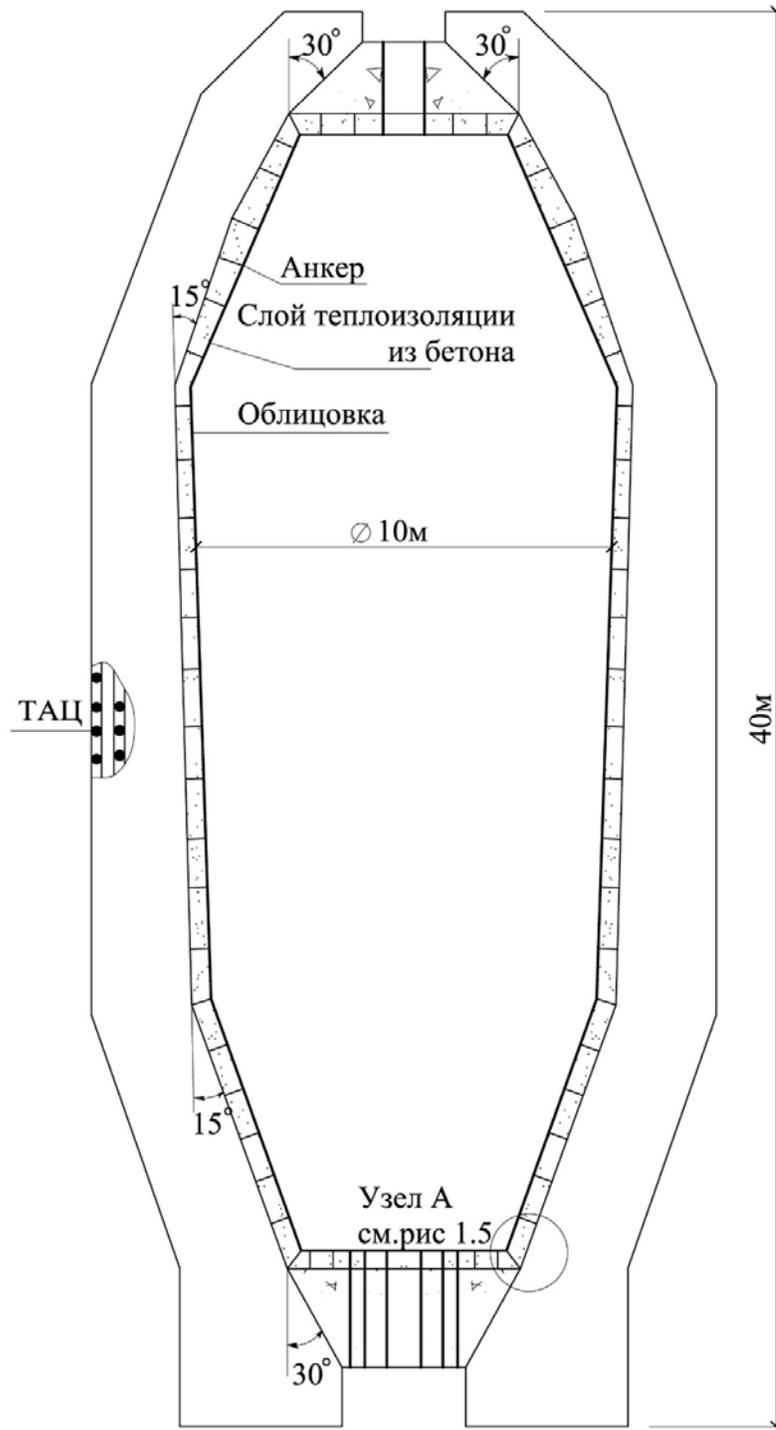


Рисунок 1.3.6 – Принципиальная конструкция аккумулятора тепла из ТАЦ [42]

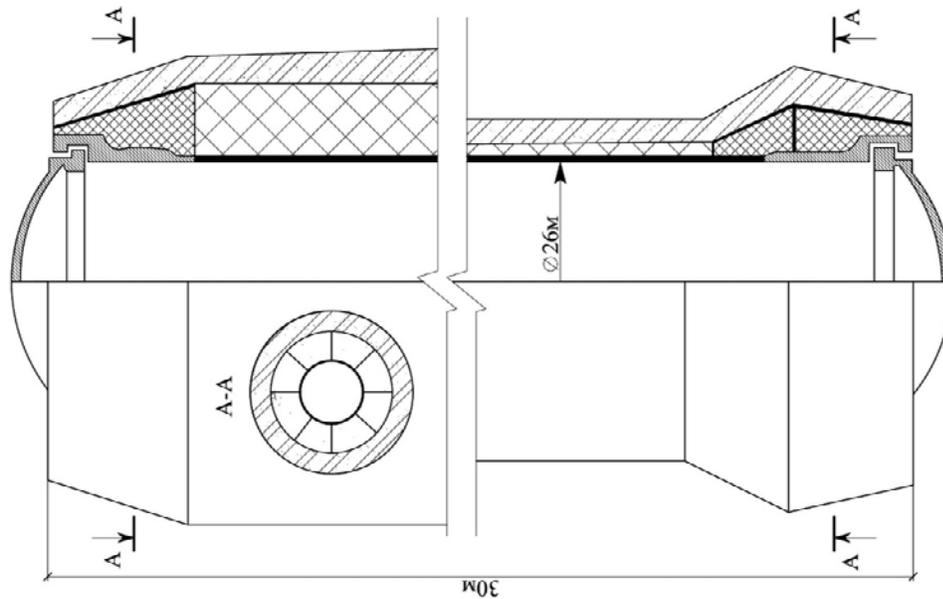


Рисунок 1.3.7 – Принципиальные конструктивные решения автоклава (патент ФР № 2000835) [63]

Достаточно подробные сведения о результатах этих испытаний приводятся в [42], где подтверждены высокая эффективность принятых конструктивных решений.

1.4 Некоторые особенности совместной работы торцовых элементов с несущими элементами корпусов высокого давления

Выше было отмечено, что ядерные реакторы с единичной мощностью порядка 200-230 МВт включительно, изготавливаются только в металлическом варианте, при этом стенки в форме цилиндрических оболочек плавно переходят в сферические.

Также с увеличением единичной мощности ядерного реактора, увеличивается и объем активной зоны, и геометрические габариты корпуса. При этом КВД больших габаритов в металлическом варианте не эффективны, поэтому их в основном изготавливают из предварительно напряженного или обычного (ТАЦ) железобетона.

Ниже рассматриваются железобетонные КВД ЯР, включающие в себя несущую силовую стенку и торцовые элементы, сопряженных между собой в

жестком и шарнирном вариантах, а также приводятся экспериментальные исследования известных ученых.

1.4.1 Напряженное деформированное состояние экспериментальных моделей КВД ЯР

Как известно [42, 43], при жестком сопряжении в местах перехода цилиндрической стенки в днища возникают достаточно большие растягивающие напряжения (см. рис. 1.4.1, 1.4.2), вызванные изгибом стенки в результате внецентренного приложения продольных растягивающих усилий и неравномерного расширения цилиндрической части корпуса. Эти напряжения вызывают образование угловые трещин, что приводит к увеличению радиальных и тангенциальных напряжений в средней части торцовых плит [83]. Аналогичные результаты приводятся в [28, 47].

Вместе с тем, в работах немецких ученых [82] на основании численных экспериментов установлено, что даже в ПНЖБ КВД при внутреннем давлении и температуре в местах сопряжения стенок и днищ не удается избежать трещинообразования (см. рис. 1.4.3) [42, 43].

В этой связи, в экспериментально-теоретических исследованиях КВД ЯР из ТАЦ [42, 43] по предложению Г.Н. Шоршнева торцовые элементы (днища) были приняты в виде толстых конических плит, свободно опертых по боковой поверхности на коническое сужение силовых стенок из ТАЦ. При этом появляется возможность конструктивно обеспечить как неподвижное, так и подвижное сопряжение торцовых элементов с силовой стенкой. Очевидно, в первом и во втором случаях сопряжения характер работы, и значит напряженно деформированное состояние ТЭ будут существенно отличаться.

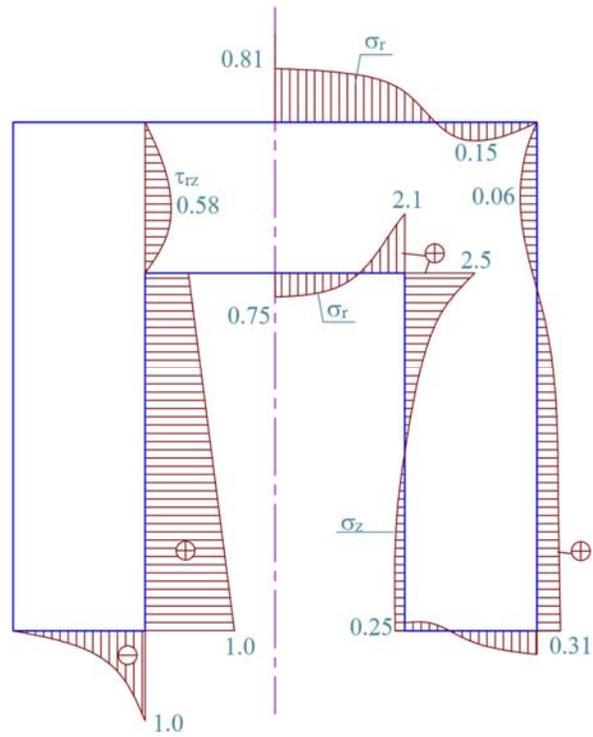


Рисунок 1.4.1 – Распределение напряжений в цилиндре с днищем при действии внутреннего давления 10 МПа

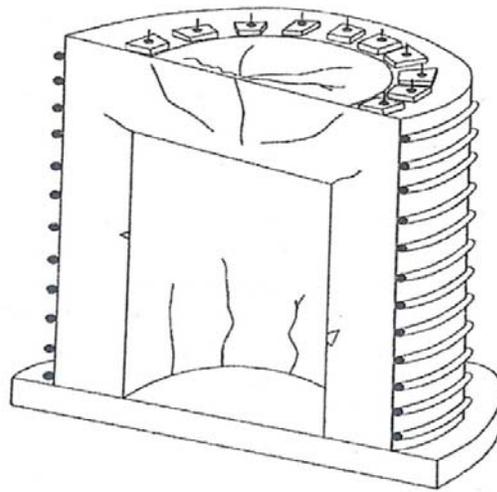


Рисунок 1.4.2 – Характер образования трещин в торцевой части корпуса

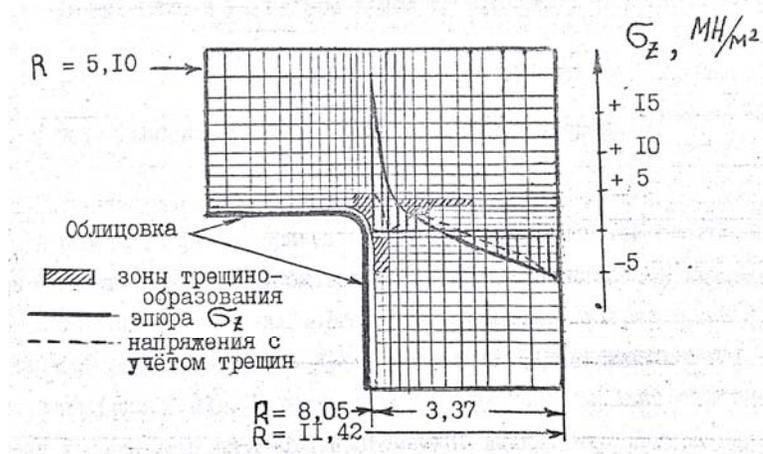


Рисунок 1.4.3 – Вертикальные напряжения в угловой зоне ПНЖБКВД при давлении и температуре

Кроме того, в [42] изучался вопрос, представляющий определенный интерес для угловой зоны облицовки в концевых участках КВД, где предусматривалось специальное устройство так называемое «компенсатор» в качестве меры по снижению концентрации напряжений (см. рис. 1.4.4). В целях проверки его влияния на НДС угловой зоны на разных этапах нагружения он был оснащен (с помощью сварки) дополнительным уголком, который закрывал доступ давлению (воды) во внутрь компенсатора. Компенсатор верхнего ТЭ (днища) имел специальную трубку диаметром 5 мм, вваренную в него и выведенную наружу, позволяющую в момент попадания в нее воды судить о начале «работы» компенсатора.

Тем временем, в испытаниях [42], при нормативном давлении в облицовке вблизи компенсатора возникали большие всплески напряжений (см. рис. 1.4.5). Это обстоятельство также было обнаружено ранее Г.Н. Шоршневым в результате испытаний моделей в 1/30 и 1/10 натуральной величины, не оснащенных таким компенсатором.

Отметим, что в настоящей диссертационной работе не рассматриваются вопросы, связанные со специальным устройством компенсатора.

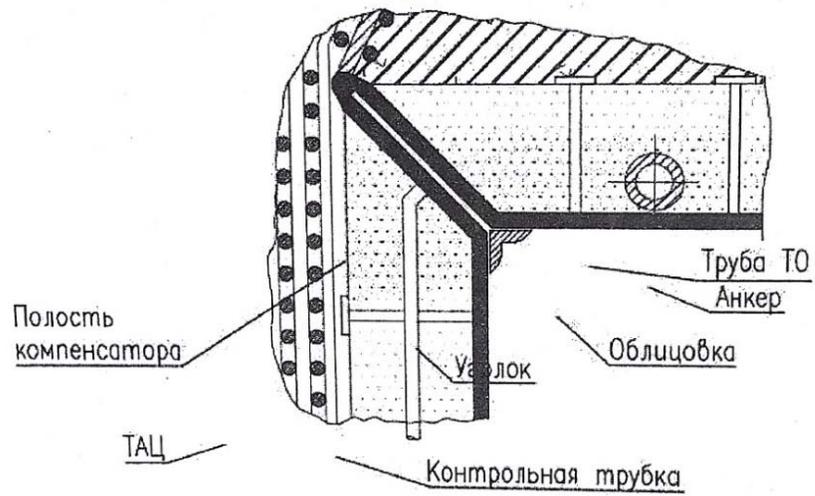


Рисунок 1.4.4 – Конструкция компенсатора

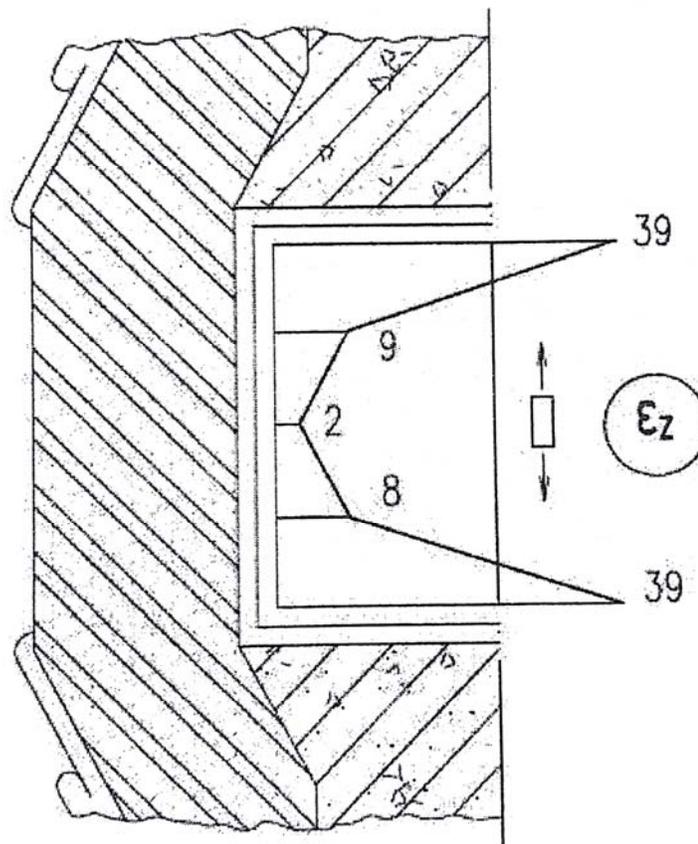


Рисунок 1.4.5 – Вертикальные относительные деформации (x105) в облицовке при давлении 5,0 МПа

1.4.2 Особенности сопряжений торцовых элементов с силовой стенкой КВД ЯР из ТАЦ

Важно отметить, что в данном случае рассматривается шарнирное сопряжение ТЭ с силовой стенкой корпуса. При этом НДС ТЭ зависит от нескольких факторов таких как жесткость несущей силовой стенки корпуса, геометрические размеры ТЭ, угла наклона конуса, а также от условия опирания ТЭ на силовую стенку.

Условие опирания или сопряжение ТЭ с силовой стенкой может быть в двух вариантах – шарнирное на шпонках и гладкое (с возможной подвижкой ТЭ относительно стенок из ТАЦ).

При выборе угла наклона конуса в данной диссертации руководствовались результатами исследований Г.Н. Шоршнева и В.М. Бурцева [68], согласно которым угол 20^0 является наиболее рациональным как с точки зрения напряженного состояния ТЭ, так и технологии возведения. В статье соискателя и его соавторов «Особенности напряженно-деформированного состояния торцовых элементов в виде толстых конических плит корпусов высокого давления» [45], данное обстоятельство позволило остановиться на угле в 20^0 , как наиболее рациональное.

1.4.2.1 Шпоночное сопряжение торцовых элементов с силовой стенкой КВД ЯР из ТАЦ

При неподвижном в вертикальном направлении или, так называемом, шпоночном варианте сопряжения с силовой стенкой ТЭ работают в основном на изгиб как толстые осесимметричные свободно опертые плиты. При этом характер образования сжатой и растянутой зон в поперечном сечении формируется аналогично таковому в коротких балках. Об изгибном характере работы такой плиты можно судить по результатам эксперимента на крупномасштабном модели корпуса реактора, испытанного на давление 21.5

МПа. На рисунке 1.4.6 показана условная схема деформирования плиты, обнаруженная экспериментально.

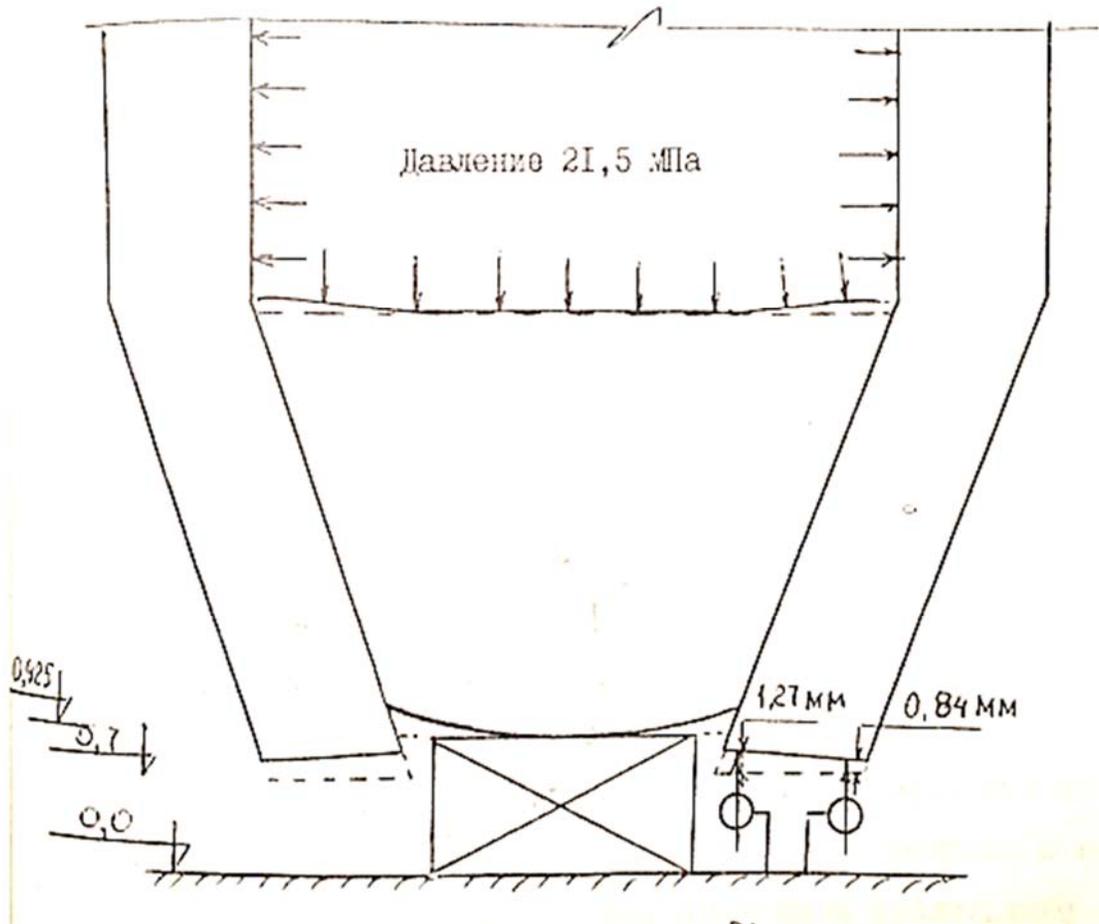


Рисунок 1.4.6 Схема деформирования нижней части КВД ЯР [42]

Принятая схема на данном этапе может трактоваться как допущение. Ниже данное допущение будет обосновано теоретически и численно. Заметим, что характер работы ТЭ также будет зависеть от геометрических параметров и угла наклона конуса к вертикальной оси α .

Наличие растянутой зоны в всегда предполагает образование трещин, что требует необходимого расчетного армирования. Очевидно, схема армирования элементов в данном случае будет аналогично [42], где армирование принято в виде сварных каркасов-корзинок.

1.4.2.2 Сопряжение торцовых элементов с силовой стенкой КВД ЯР из ТАЦ с возможной подвижкой

В случае сопряжения торцовых элементов с силовой стенкой с возможной подвижкой или, как говорят, на трении, то в зависимости от жесткости силовой стенки будем иметь либо достаточно прочные и полностью сжатые элементы, либо очень слабые ТЭ.

В некоторых конструкциях, работающих при высоких давлениях, необходимо устройство смотровых окон, через которые исследователи непосредственно могут наблюдать за протекающими процессами в условиях повышенных давлений. Смотровые окна обычно выполняют из прочных светопрозрачных материалов типа акрил или плексиглас. В аппаратах, используемых для исследования морских глубин, наибольшее распространение получили конические смотровые окна с углом конуса 90^0 . В настоящее время известен ряд работ, посвященных исследованию напряжено-деформированного состояния и прочности конических иллюминаторов. Несмотря на некоторые несоответствия формы иллюминаторов с формой торцовых плит, полученные результаты позволяют сделать ряд важных выводов, необходимых для решения интересующей нас проблемы. Поэтому в рамках наших интересов представляется целесообразным остановиться на рассмотрении некоторых результатов этих работ.

Очевидно, что при достаточно жесткой и прочной силовой стенке корпуса ТЭ будут находиться во всестороннем сжатии, то есть имеет место такое напряженное состояние как «трехосное сжатие». При этом ТЭ работают достаточно эффективно как «пробка».

Неблагоприятный исход работы ТЭ ожидается, если имеем слабую жесткость силовой стенки корпуса. При этом армированные или даже бесконечно прочные ТЭ не эффективны.

На рисунке 1.4.7 представлены схемы работы ТЭ в зависимости от жесткости силовой стенки.

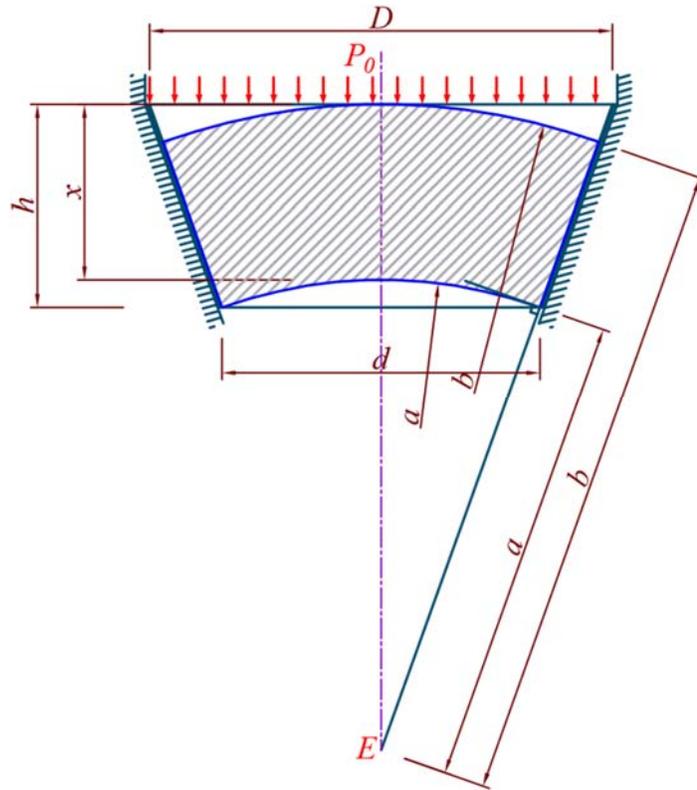


Рисунок 1.4.7 – Работа ТЭ с подвижкой по поверхности силовой стенкой

1.5 Экспериментальные исследования поведения бетона при сложных напряженных состояниях

Известно [51], что важнейшей задачей инженерного расчета является оценка прочности элемента по известному напряженному состоянию или по известным главным напряжениям в точке тела. Наиболее просто эта задача решается при простых видах деформаций, например, при одноосном напряженном состоянии, так как в этом случае значения предельных напряжений легко установить экспериментально. Когда речь идет о сложном напряженном состоянии, то есть когда два или три главных напряжений ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) не равны нулю, тогда экспериментальная проверка опасного состояния практически исключается из-за бесчисленного множества

возможных зависимостей между $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ и трудности осуществления натуральных испытаний-опытов.

Другой путь решения задачи связанного со сложным напряженным состоянием, заключается в выборе критерия прочности или критерия предельного напряженно деформированного состояния [51], базирующегося на концепциях механики сплошных сред. Для этого вводится гипотеза о преимущественном влиянии на прочность материала того или иного фактора. Выбранные таким образом, гипотезы называют механическими теориями прочности [51].

Согласно [16, 60], изучение проблемы прочности – разрушение и пластической деформации – идет по нескольким направлениям: физическому, физико-химическому, механико-расчетному (техническому) и экспериментальному. Между тем, основной задачей механической теории прочности состоит в том, чтобы для конструкции сложной формы, находящейся в неоднородном сложном напряженном состоянии, дать метод изучения ее поведения, то есть определить законы изменения напряжений и деформаций.

Механические теории по [16], феноменологически описывают макроскопическое поведение твердого тела, делая некоторые идеализирующие допущения и пренебрегая характерными особенностями процесса разрушения. Они не рассматривают критерием прочности, зависящих от времени или скорости деформирования. В этих теориях принимается, что разрушение зависит только от напряженного и деформированного состояния. При этом физические теории стремятся к пониманию внутренней природы процесса и выводу на этой основе физических законов прочности. Однако сложность процессов нарушения прочности затрудняет создание общих закономерностей физической теории [16].

В этой связи, в настоящее время основное значение для расчета конструкций имеют механические теории прочности, базирующиеся, с одной

стороны, на обобщениях экспериментальных исследований конкретных напряженных состояний, с другой – на стремлении установить математические зависимости, полученные обработкой опытных данных, позволяющие применить сравнительно простые и удобные в приложениях методы расчета на прочность [16].

По [16] механические теории различают два вида разрушения – путем отрыва по плоскости, перпендикулярной действующей силе, и путем сдвига по наклонной площадке. Существует противоположная точка зрения – о едином механизме разрушения, основанная на микромеханическом изучении характера разрушения. Предполагается, что излом среза является набором микроизломов отрыва. Тем не менее макроскопическая картина нарушения прочности двух видов (отрыв и срез) находит опытное подтверждение и отражение в механических теориях прочности.

Согласно [16], первыми механическими теориями, опирающимися на универсальный критерий прочности, являются две первые классические теории прочности – теория наибольших нормальных напряжений Галилея-Ренкина и теория наибольшего упругого удлинения Мариотта-Сен-Венана.

В настоящее время, их насчитывается несколько десятков. В таблице 1.5.1 приведены наиболее распространенные критерии прочности.

Большинство существующих теорий прочности хрупких материалов по мнению [42], исходит из гипотезы о постоянстве структуры. Между тем известно [8], что в бетоне, например, в процессе роста сжимаемого усилия формируются микротрещины, и при превышении некоторого порога (так называемого параметрической точки R_c^0) они сказываются на развитии нелинейных деформаций даже при кратковременном нагружении. Превышение второго параметрического уровня приводит к развитию псевдопластических деформаций и в перспективе к разрушению. В работах [38, 39] на основании тщательных экспериментов и аналитического исследования описано поведение бетона в условиях сложного НДС. Отмечается, что при кратковременном и длительном трехосном сжатии

нагрузками, близкими к верхним границам трещинообразования, возникает устойчивая система трещин, которая резко меняет деформационные характеристики бетона, но не ведет к падению прочности [42].

Тем временем, в связи с очевидной необходимостью учета этих обстоятельств для построения соответствующих теорий прочности, наметилось три основных направления [27]. И очевидно, что каждое направление теории помимо уравнения равновесия, совместности деформаций, физических соотношений должна иметь соответствующий критерий прочности [43].

К первому направлению относятся исследования, основанные на предположении, что бетон работает по направлениям главных напряжений или деформаций как ортотропный материал [22, 25].

Второе направление базируется на использовании гипотез теории малых упругопластических деформаций [16, 36, 62, 70].

Третье направление характеризуется использованием предпосылок течения [5, 34, 35].

Таблица 1.5.1 - Наиболее распространенные критерии прочности

Критерий	Выражение для эквивалентного напряжения $\sigma_{эке}$	Геометрическая интерпретация критерия в пространстве напряжений	Примечания
1	2	3	4
Критерий наибольших нормальных напряжений (Галилея – Лейбница, называют также Клебша – Ренкина)	$\sigma_{эке} = \sigma_1$	Куб с центром, смещенным относительно начала координат в сторону гидростатического сжатия	Удовлетворительно описывает предельное состояние весьма хрупких достаточно однородных материалов, таких, как стекло, гипс, некоторые керамики

<p>Критерий наибольших линейных деформаций (Мариотта – Грасгофа, называют также Сен – Венана)</p>	$\sigma_{\text{эKB}} = \sigma_1 - \mu (\sigma_2 + \sigma_3)$	<p>Равносторонний косоугольный параллелепипед с осью симметрии, равнонаклоненный к координатным осям</p>	<p>Ввиду малой достоверности в расчетной практике в настоящее время почти не применяется</p>
<p>Критерий наибольших касательных и напряжений (Кулона)</p>	$\sigma_{\text{эKB}} = \sigma_1 - \sigma_3$	<p>Правильная шестигранная призма, равнонаклоненная к координатным осям</p>	<p>Удовлетворительно описывает предельное состояние пластичных малоупрочняющихся материалов (отпущенные стали), для которых характерна локализация пластических деформаций</p>
<p>Критерий октаэдрических касательных напряжений или удельной энергии формоизменения (Губера – Мизеса – Генки)</p>	$\sigma_{\text{эKB}} = \sigma_i$	<p>Круговой цилиндр, описанный вокруг призмы, интерпретирующей критерий максимальных касательных напряжений</p>	<p>Хорошо описывает предельное состояние широкого класса пластических материалов (медь, никель, алюминий, углеродистые и хромоникелевые стали и т. П.)</p>
<p>Критерий Кулона – Мора</p>	$\sigma_{\text{эKB}} = \sigma_1 - \chi \sigma_3$	<p>Шестигранная равнонаклоненная к координатным осям пирамида</p>	<p>Применяется для установления предельного состояния достаточно однородных материалов, по разному сопротивляющихся растяжению и сжатию</p>

Критерий Ягна – Бужинского	$\sigma_{\text{экв}} = 3(1 - \chi)\sigma_{\text{ср}} + \frac{1}{\sigma_0} \left[\sigma_1^2(\varphi\psi - 3) (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3) \right]$	Равнонаклоненная к главным осям поверхность вращения. Однозначной геометрической интерпретации не имеет	Применяется в тех же случаях, что и критерий Кулона – Мора. При $\sigma_0^+ = \sigma_0^-$ и $\tau_0 = \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}}$ совпадает с критерием октаэдрических касательных напряжений
Критерий Баландина	$\sigma_{\text{экв}} = 3(1 - \chi)\sigma_{\text{ср}} + \frac{\sigma_i^2}{\sigma_0^-}$	Параболоид вращения, равнонаклоненный к координатным осям	Является частным случаем критерия Ягна – Бужинского (при $\tau_0 = \sqrt{\frac{\sigma_0^+\sigma_0^-}{3}}$)
Критерий Боткина - Мирлюбова	$\sigma_{\text{экв}} = 3(1 - \chi)\sigma_{\text{ср}} + \frac{1}{2}(1 + \chi)\sigma_i$	Круговой конус, равнонаклоненный к координатным осям	Применяется в тех же случаях, что и критерий Кулона – Мора. При $\sigma_0^+ = \sigma_0^-$ совпадает с критерием касательных напряжений
Критерий Друкера - Прагера	$\sigma_{\text{экв}} = \left(\frac{1 + \chi}{1 + \sqrt{\chi}} \right)^2 \sigma_i + 6 \cdot \frac{\sqrt{\chi} - \chi}{1 + \sqrt{\chi}} \sigma_{\text{ср}} - 9 \cdot \left(\frac{1 - \sqrt{\chi}}{1 + \sqrt{\chi}} \right)^2 \cdot \frac{\sigma_{\text{ср}}^2}{\sigma_0^-}$	Двуполостный параболоид вращения, равнонаклоненный к координатным осям	Удовлетворительно описывает предельное состояние сравнительно пластичных материалов, для которых параметр $\chi > 0.3$
<p>$\sigma_{\text{экв}}$ – эквивалентное напряжение; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – главные напряжения; $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ – главные относительные деформации, определяемые по обобщенному закону Гука;</p> <p>$\sigma_{\text{ср}}$ – среднее напряжение $\left(\frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \right)$;</p> <p>$\sigma_i$ – интенсивность напряжения $\left(\sqrt{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \right)$;</p> <p>$\sigma_0^+, \sigma_0^-, \tau_0$ – предельные для данного материала напряжения соответственно при одноосном растяжении, одноосном сжатии и сдвиге; $\chi = \frac{\sigma_0^+}{\sigma_0^-}$; $\varphi = \frac{\sigma_0^+}{\tau_0}$; $\psi = \frac{\sigma_0^-}{\tau_0}$.</p>			

Таким образом, из вышеприведенных критериев прочности для аналитического исследования НДС ТЭ в виде осесимметричных толстых плит,

нагруженных равномерно распределенной нагрузкой необходимо выбрать один или несколько критериев прочности.

Очевидно, для толстых бетонных плит, опертых на коническую поверхность с определенной жесткостью, в предельных значениях внешней нагрузки, характерна относительно высокая однородность НДС и формирование при этом, сжатого сферического купола. При этом как бетонные толстые элементы, ТЭ по структуре обладают свойствами изотропного материала.

С учетом перечисленных факторов для создания методики расчета напряженного состояния ТЭ применительно для КВД ЯР предложено использовать двуполостной гиперболоид вращения Баландина (1937) и линейную зависимость Рихарда-Бранцева-Брауна.

П.П. Баландин предложил гипотезу прочности, обобщающую теорию Мизеса-Генки на хрупкие материалы. Аналитическое выражение этого условия прочности, согласно [16], имеет вид:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\mu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) - (R_b - R_{bt})(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - R_b R_{bt} = 0, \quad (1.5.1)$$

где R_b, R_{bt} соответственно прочность бетона при одноосном сжатии и растяжении.

С учетом $\mu = \frac{1}{2}$ имеем:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) - (R_b - R_{bt})(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - R_b R_{bt} = 0. \quad (1.5.2)$$

В системе координат $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ выражение (1.5.2) представляет собой уравнение поверхности параболоида вращения, отвечающей основным требованиям к предельной поверхности для изотропных материалов.

Тем временем, в [62] для прогнозирования степени упрочнения цементных материалов в условиях трехосного пропорционального сжатия была рассмотрена возможность использования линейной зависимости, полученной в начале 30 годов прошлого века Ф. Рихардом, А. Бранцагом и Р. Брауном [1, 21, 99] в виде:

$$R_b''' = R_b + k \cdot \sigma_o, \quad (1.5.3)$$

где R_b'' - прочность бетона при трехосном сжатии, k коэффициент эффективности обжатия (бокового давления), σ_0 - гидростатическое обжатие бетона.

Забегая вперед отметим, что при создании предварительного численного расчета напряженного состояния торцовых элементов на программном комплексе АНСИС, был замечен критерий прочности Друкера – Прагера. Согласно [75, 79, 80, 92], данный критерий был разработан для описания пластических деформаций глинистых грунтов, также он может применяться для описания разрушения скальных грунтов, бетона, полимеров, пены и других, зависящих от давления материалов.

Далее рассматривался вопрос о возможной применимости для аналитических исследований торцовых элементов критерия Друкера – Прагера, который имеет вид:

$$\sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = A + B(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3), \quad (1.5.4)$$

$$\text{где } A = \frac{2}{\sqrt{3}} \left(\frac{R_b R_{bt}}{R_b + R_{bt}} \right); B = \frac{2}{\sqrt{3}} \left(\frac{R_b - R_{bt}}{R_b + R_{bt}} \right).$$

Таким образом, для создания аналитической методики расчета торцовых элементов применительно для КВД ЯР из классической теории пластичности предложены три критерия прочности, с помощью которых практически можем определить, как напряженное состояние, так и величину предельных нагрузок.

ВЫВОДЫ ПО ПЕРВОЙ ГЛАВЕ

1. В настоящее время по экологическим, технико-экономическим и другим показателям актуальна атомная энергия по сравнению с энергией, получаемой использованием углеводородов. Вьетнам – достаточно молодая и быстроразвивающаяся страна, для которой необходима энергия сверхогромной мощности, в этой связи, сегодня, Вьетнам не исключает строительство атомных станций.

2. Очевидно, что корпуса высокого давления ядерных реакторов из предварительно напряженного железобетона и из обычного железобетона по биологической и экологической безопасной эксплуатации не уступают друг другу, так как в обоих случаях толщину силовой стенки, служащего как защитным слоем, можно наращивать сколько угодно. Обычно, когда говорят о безопасной и безотказной эксплуатации специальных сооружений типа корпусов высокого давления ядерных реакторов, на материалах, используемые при создании их не экономят.

3. В плане проектировании и изготовлении всё-таки *перспективность берет на себя корпуса высокого давления из обычного железобетона* по сравнению с предварительно напряженными и металлическими корпусами.

4. Выбор торцовых элементов корпусов ядерных реакторов для научного исследования сделан целенаправленно, так как торцовые элементы являются одними из ответственных конструктивных элементов ядерных реакторов, которые до настоящего времени еще не изучены, именно не изучены в плане поведения напряженно деформированного состояния при различных расчетных параметрах: давление, геометрия, сопряжение, используемые материалы и т.д.

С учетом выше изложенных выводов для дальнейших исследований в рамках настоящей диссертации поставлены следующие задачи:

1. На базе известных исследований о прочности бетона обосновать расчетную схему осесимметричных толстых плит, опертых по конической поверхности применительно к торцовым элементам.

2. Получить приближенное аналитическое решение по определению рациональных параметров торцового элемента (ТЭ) и предельной нагрузки.

3. Получить приближенное аналитическое решение по определению толщины сферического свода, формирующегося в осесимметричных толстых плитах, опертых по конической поверхности, нагруженных равномерно распределенной статической нагрузкой.

4. Разработать аналитический метод расчета торцовых элементов со шпонками и без шпонок с силовой стенкой из тяжелого армоцемента.

5. Разработать численный метод расчета торцовых элементов со шпонками без шпонок с силовой стенкой из тяжелого армоцемента по программе, основанной на методе конечных элементов (МКЭ). Ниже приводится условная схема исследований торцовых элементов аналитическим и численным методами, реализованная в данной диссертации (рис. 1.5.1).

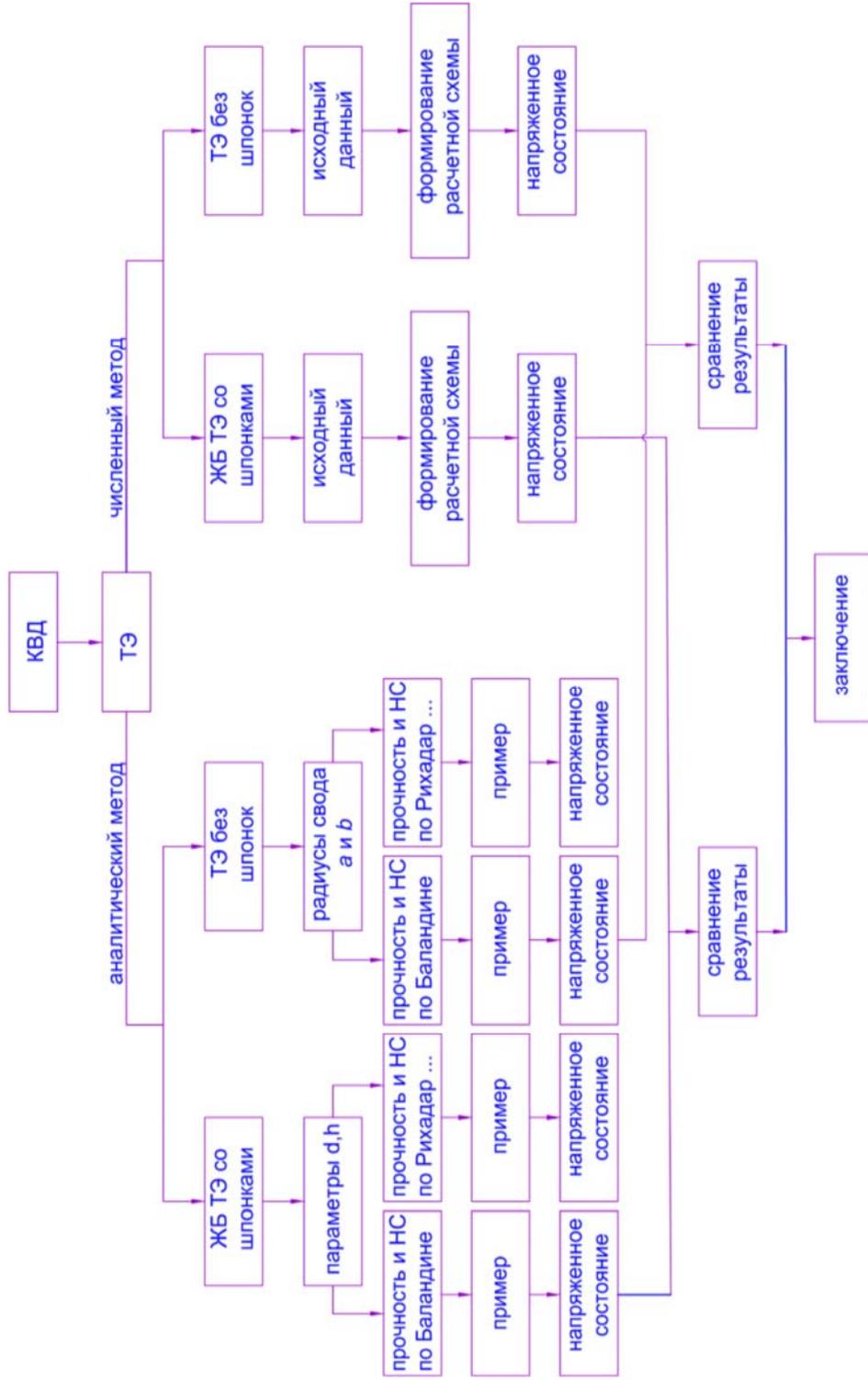


Рисунок 1.5.1 - Схема исследований ТЭ KVУ аналитическим и численным методами

ГЛАВА 2 РАЗРАБОТКА АНАЛИТИЧЕСКОГО МЕТОДА РАСЧЕТА ТОРЦОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ СПЕЦИФИКИ ИХ СОПРЯЖЕНИЯ С НЕСУЩЕЙ СИЛОВОЙ СТЕНКОЙ КОРПУСА

В настоящей главе сделана попытка разработки аналитического метода расчета ТЭ КВД ЯР при внутреннем давлении с использованием элементов теории пластичности бетона и железобетона.

2.1 Теоретическое обоснование аналитического метода расчета торцовых элементов при шпоночном сопряжении с силовой несущей стенкой корпуса, исключаяющего смещения по конической поверхности

2.1.1 Предварительные замечания

Рассматриваются расчет толстых осесимметричных плит, предназначенных для восприятия достаточно высоких уровней воздействий в виде равномерно распределенной нагрузки. Толстые плиты могут быть использованы в концевых участках корпусов высокого давления (КВД) ядерных реакторов (ЯР), аккумулятор тепла (АК), автоклав (АТ), и т.п. [42–44, 65].

КВД состоит из цилиндрической с коническими сужениями несущей стенки из тяжелого армоцемента (ТАЦ) [43, 44, 90] и торцовых элементов (ТЭ) в виде толстых плит, сопрягающихся со стенками наподобие «пробок».

В целях исключения вероятности смещения плит относительно стенки силового слоя предусмотрены специальные шпонки.

Ниже рассматривается аналитическое решение задачи по определению предельного давления на толстую плиту, имеющую шарнирно-неподвижное закрепление по вертикали и возможность смещения плиты в горизонтальном направлении.

В ЛИСИ инженером В.М. Бурцевым под руководством профессора Г.Н.Шоршнева [68] были проведены испытания бетонных толстых плит, опертых по конической поверхности. Плит испытывались в мощной сталежелезобетонной (СЖБ) обойме (рисунок – 2.1.1). В эксперименте менялся угол наклона образующей конуса β ($7,5^{\circ}$, 15° , 20°) и высота самой плиты H (120, 160, 200). С помощью глубинных датчиков удалось определить распределение деформаций в характерных сечениях (рисунок 2.1.2). картина деформированного состояния и характер разрушения свидетельствует о формировании значительной зоны сжатия в верхней части плиты и образование своеобразного сферического купола. Разрушение протекает плавно, носит «вязкий» характер и сопровождается развитием значительных пластических деформаций в сжатом бетоне.

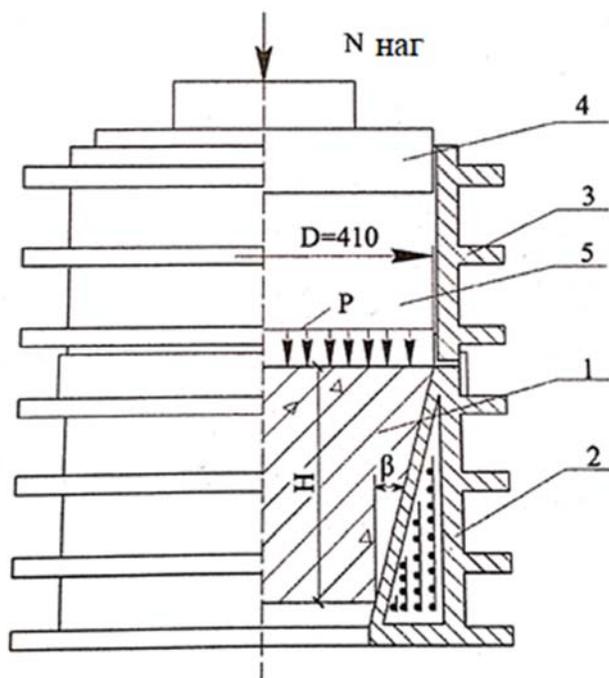


Рисунок 2.1.1 – Схема испытания конических плит в обойме:

1 – плита; 2 – обойма плиты; 3 – обойма песчаной подушки; 4 – плита прессы; 5 –
песчаная подушка

Несмотря на малое количество исследований по данному вопросу можно обнаружить общую закономерность в характере работы таких элементов.

Во-первых, это формирование своеобразных силовых потоков по форме куполов, которые являются как бы ответственными за восприятие нагрузок в предельной стадии.

Во-вторых, это достаточно обширная область (в том числе и в пределах формирующихся куполов), где материал работает в условиях трехосного сжатия.

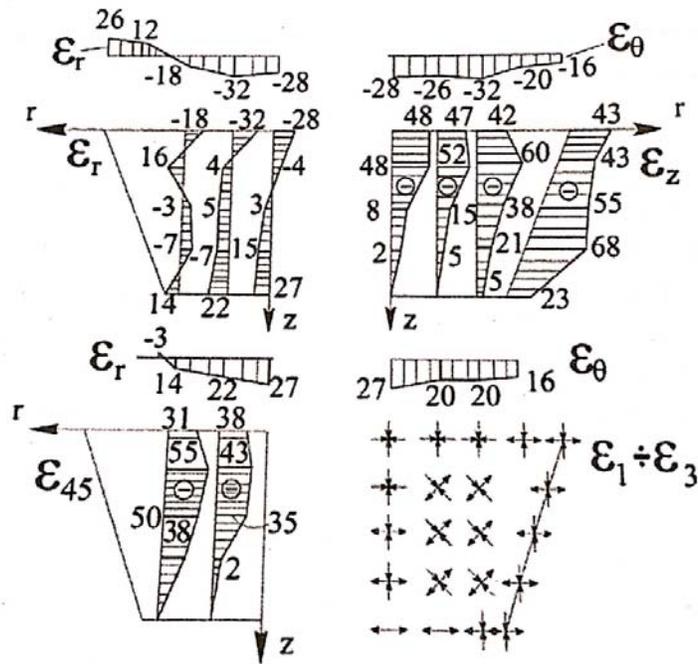


Рисунок 2.1.2 – Величины деформаций по результатам испытаний ($\epsilon \times 10^5$)

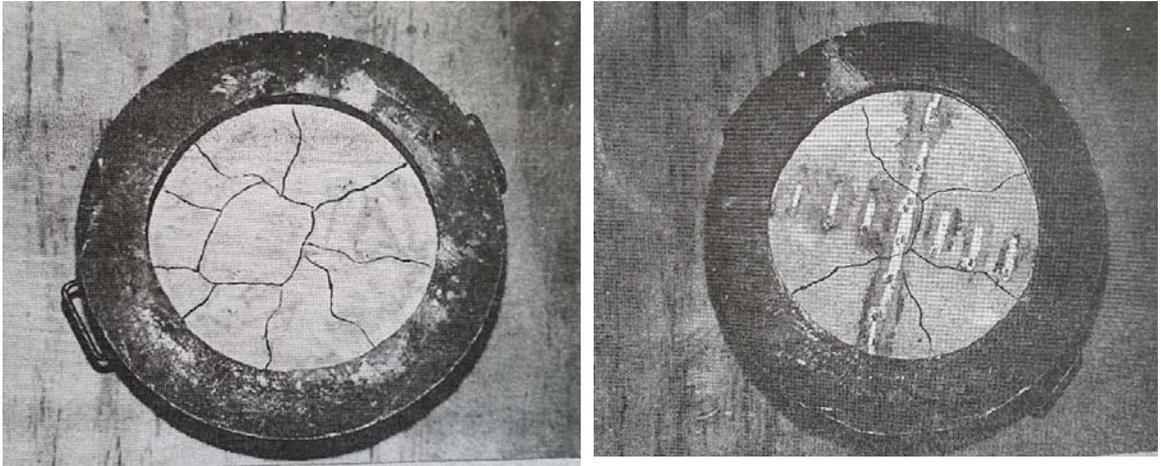


Рисунок 2.1.3 – Радиальные и тангенциальные трещин на нижней поверхности плиты

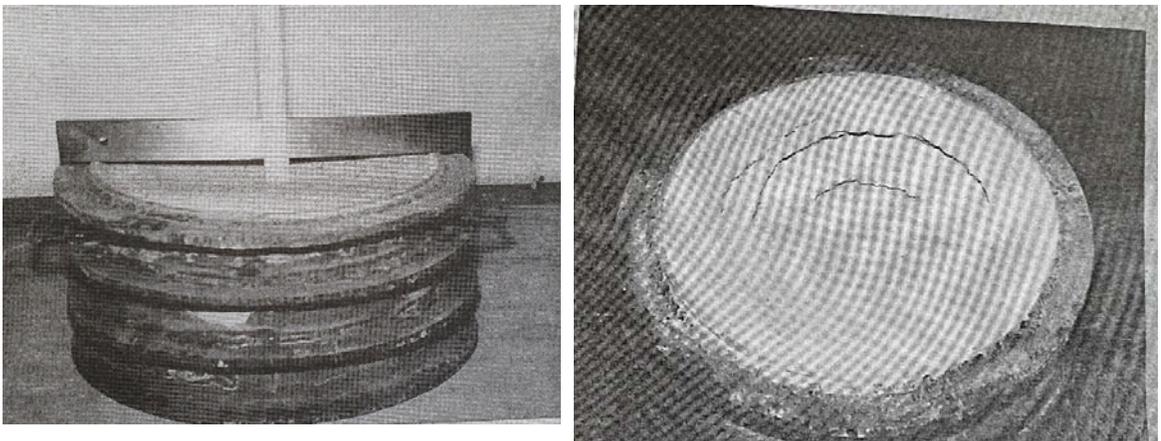


Рисунок 2.1.4 – Вид кольцевых трещин на верхней поверхности

На рисунках 2.1.3 и 2.1.4 представлены трещины в бетонных ТЭ при шпоночном сопряжении.

Отметим, что ТЭ из чистого бетона опертые на шпонки работают при нагрузках сравнительно небольших по величине и они мало эффективны. В этой связи, чтобы повысить несущую способность ТЭ необходимо армировать, причем по аналогии [42] и согласно схеме трещинообразования коротких балок, например, как это показано в [49].

Таким образом, имея более четкого представления о НДС толстых бетонных плит, полученного экспериментальным путем ниже рассматривается работа осесимметричных толстых железобетонных (ЖБ) плит, опертых на коническую поверхность и нагруженных равномерно

распределенной нагрузкой. При этом с точки зрения простоты решения задачи будем рассматривать аналитический расчет ТЭ в случае плоской деформации.

2.1.2 Принятые предпосылки и допущения для создания аналитического метода расчета

На рисунке 2.1.5 представлена конструктивная схема опытного образца КВД ЯР, испытанного при внутреннем давлении [43, 44], где в качестве шпоночных элементов использовались арматурные стержни диаметром 8 мм, жестко сваренные в металлическую опалубку днища. При этом, очевидно, что ТЭ состоящие из бетона и металлической опалубки с сваренными арматурными стержнями работают и деформируются как железобетонный элемент.

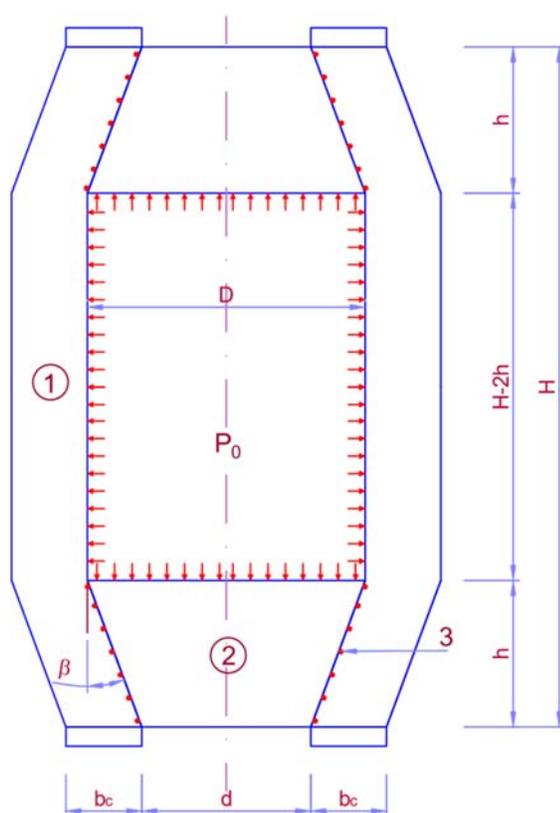


Рисунок 2.1.5 – Конструктивная схема КВД ЯР
1 — силовая стенка из ТАЦ; 2 — торцевой элемент из ЖБК; 3 — шпонки; P_0 — внутреннее давление

На рисунке 2.1.6 представлена фрагментная схема ЖБ ТЭ со шпонками, где для совместной работы металлической облицовки из листовой стали (поз. 2) с бетоном приварены конструктивные арматурные стержни (поз. 3), β - угол наклона несущей стенки из ТАЦ, P_0 , D , d и h – соответственно давление, большой и маленький диаметры и высота элемента. При этом используется цилиндрическая система координат r, θ, z , где начало координат находится на крайнем волокне оси симметрии.

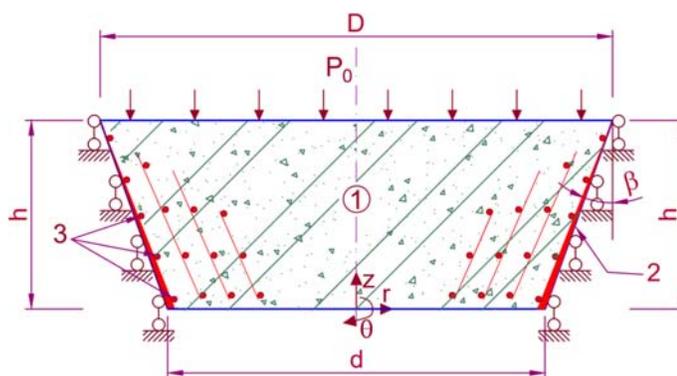


Рисунок 2.1.6 – Принципиальная схема армирования ТЭ со шпонками: 1 – торцевой ЖБ элемент; 2 – металлическая облицовка; 3 – кольцевые стержни

В экспериментальной работе [42] было установлено, что по мере увеличения нагрузки происходит «отлипание» несущей силовой стенки от ТЭ. В принципе «отлипание» несущей стенки, говорит о наличии в ней радиальных перемещений. И с учетом этого фактора, на рисунке 2.1.7 представлена расчетная схема ЖБ ТЭ при плоском деформированном состоянии, где возможны радиальные перемещения и смоделированы ограничения по вертикали.

На рисунке 2.1.8 представлен процесс микро трещинообразования ЖБ ТЭ в виде толстой железобетонной плиты, опирающееся на коническую поверхность и загруженной равномерно распределенной нагрузкой.

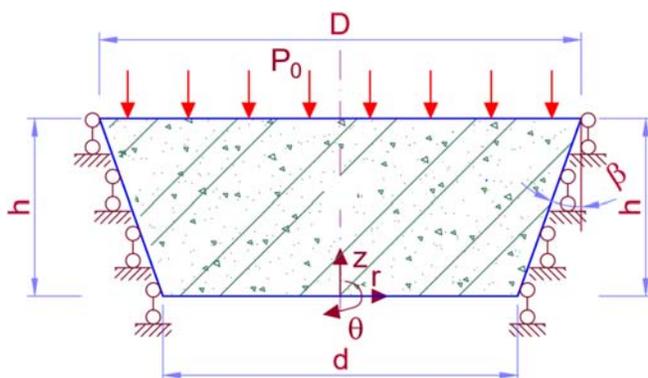


Рисунок 2.1.7 – Расчетная схема ЖБ ТЭ со шпонками

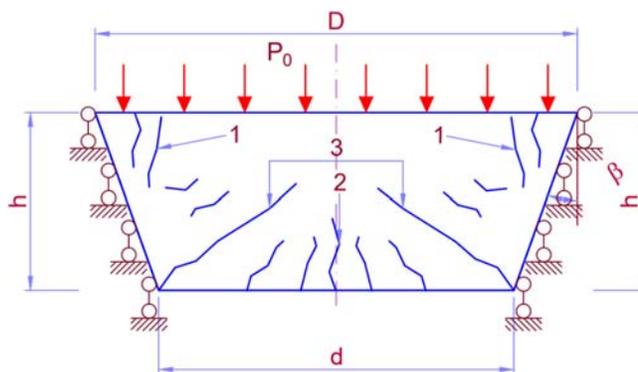


Рисунок 2.1.8 – Схема микро трещинообразования в ЖБ ТЭ при плоском деформированном состоянии: 1 – кольцевые трещины; 2, 3 радиальные трещины соответственно нормальные и наклонные

Теперь, перейдем к определению прочности и высоты сжатой зоны ЖБ ТЭ из условия равновесия толстого элемента.

Для толстой ЖБ плиты до появления первых трещин при плоском деформировании для расчета высоты сжатой зоны принимаются следующие допущения:

- Толстый ЖБ элемент до момента трещинообразования работает по балочной схеме. В этом случае необходимость такого приема обусловлена тем, что в первом приближении плита рассматривается как система взаимно пересекающихся балок.

- Справедлива гипотеза плоских сечений [37].

– Растянутая зона находится в стадии пластических деформаций и согласно [101] предельная величина пластических деформаций растяжения согласно действующим нормам может быть принята равным $\varepsilon_{bt2} = 15 \cdot 10^{-5}$.

– Сжатая зона находится в стадии пластических деформаций в условиях сложного всестороннего сжатия и согласно Еврокод-2 [102] предельная величина пластических деформаций принимается равным $\varepsilon_b = -3.5 \cdot 10^{-5}$.

2.1.3 Теоретический вывод рабочей формулы для определения величины предельного давления ЖБ ТЭ

При расчете ЖБ ТЭ с учетом вышеизложенного процесса трещинообразования [17, 31, 49, 56] (см. рис. 2.1.8) необходимо проверить два расчетных сечения по прочности (2.1.7): первое - вблизи опор на срез (сечение 1-1), второе - на оси симметрии элемента на изгиб (сечение 2-2).

Сначала рассмотрим сечение 1-1, где возможны появление наклонных трещин от касательных напряжений или среза [37]. Общеизвестно [53, 55], что при $\frac{d}{h} \leq 3$ разрушение сечения наступает с преимущественным от деформаций среза. Для предотвращения этого явления необходимо усиление сечения соответственно армирования.

Далее в сечении 2-2, это область, где в основном присутствуют нормальные трещины. При этом, заметим, что в случае с бетонными ТЭ с появлением нормальных трещин под нагрузкой, когда имеем недостаточную жесткость несущей стенки, тогда может произойти внезапное хрупкое разрушение конструкции, в этой связи, также необходимо усиление с требуемым количеством армирование.

Таким образом, для создания эффективных ТЭ, очевидно, необходимо армирование их согласно схеме трещинообразования и по аналогии [42].

С учетом принятых предпосылок и допущений на рисунке 2.1.9 представлена расчетная схема толстого ЖБ элемента [11, 64].

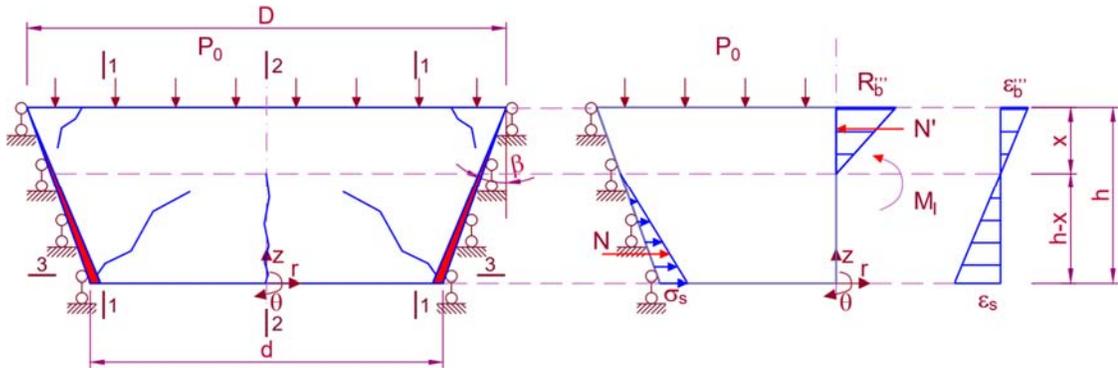


Рисунок 2.1.9 – Расчетная схема нормального сечения толстого ЖБ элемента

В осесимметричных конструкциях в виде ТЭ КВД с увеличением величины действующей нагрузки (внутреннее давление) на оси симметрии в сжатой зоне формируется сложное напряженное состояние, характеризующееся как трехосное сжатие.

Общеизвестно, что для проектирования эффективных ЖБК необходимо грамотное по расчету (согласно эпюре внутренних усилий) армирование, при этом армирование растянутой зоны напрямую влияет на высоту сжатой зоны, а значит и на прочность и жесткость сечения. Так для ЖБК, в том числе для ЖБ ТЭ, чем больше количество растянутой арматуры (по нормам для изгибаемых элементов $\mu = 0,1 \dots 4\%$ [101]) в частности на сечении 2-2, тем больше высота сжатой зоны и тем прочнее и жестче сечение.

Касательно сечения 1-1, где проявляется в основном «срез», для расчетных исследований может быть также принят максимальный (4%) процент армирования.

Далее, рассматривается случай плоской деформации с цилиндрической системой координат r, θ, z (см. рис. 2.1.7). С увеличением внешней нагрузки величина максимальных главных напряжений будут расти приближаясь к прочности бетона при трехосном сжатии (R_b^m), а в предельных значениях нагрузки на сечении 2-2, очевидно, будут следующие граничные условия (при $z = h$): $\sigma_z = P_0$ и $\sigma_r = \sigma_\theta = R_b^m$.

Заранее отметим, что выше принятые граничные условия будут использованы при решении задачи по определению напряженного состояния и прочности ЖБ ТЭ.

Запишем условие равновесия всех внутренних сил ($\sum N = 0$) на сечении 2-2:

$$N - N' = 0, \quad (2.1.1)$$

где N - суммарное усилие в растянутой зоне; N' - тоже в сжатой зоне.

Из равенства соотношений $\frac{\varepsilon_b'''}{\varepsilon_s} = \frac{x}{h-x}$ по эпюре деформаций (рис. 2.1.9)

получаем:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_b''' \cdot (h-x)}{x}, \quad (2.1.2)$$

где ε_b''' - максимальные деформации бетона при трехосном сжатии; ε_s - деформации в растянутой арматуре.

В сечении с трещиной, где бетон выключается из работы, имеем приведенный модуль равный:

$$E_{red} = \mu_2 \cdot E_s, \quad (2.1.3)$$

где μ_2 - процент армирования сечения 2-2.

Согласно рисунка 2.1.9 суммарные усилия в нормальном сечении равны:

$$N = \frac{1}{2} \varepsilon_s \cdot E_{red} \cdot (h-x) = \frac{1}{2} \varepsilon_s \cdot \mu_2 \cdot E_s \cdot (h-x), \quad (2.1.4)$$

$$N' = \frac{1}{2} R_b''' \cdot x. \quad (2.1.5)$$

Тогда внутренний момент относительно растянутой зоны равен:

$$M_I = \frac{1}{3} \cdot R_b''' \cdot x \cdot h. \quad (2.1.6)$$

Внешний момент от равномерно распределенной нагрузки как для обычной балки равен:

$$M_{II} = \frac{1}{8} P_0 \cdot d^2. \quad (2.1.7)$$

Совместное решение выражений (2.1.1), (2.1.4) и (2.1.5) дает равенство:

$$\frac{h-x}{x} = \sqrt{\frac{R_b'''}{\varepsilon_b''' \cdot E_{red}}} = A, \quad (2.1.8)$$

$$\text{откуда получим } R_b''' = A^2 \cdot \varepsilon_b''' \cdot E_{red}, \quad (2.1.9)$$

где A – искомый параметр.

Выражение (2.1.8) представим в виде:

$$x = \frac{h}{A+1}. \quad (2.1.10)$$

Запишем условие равновесия сечения 2-2 ($M_I = M_{II}$):

$$\frac{1}{3} \cdot \varepsilon_b''' \cdot E_{red} \cdot A^2 \cdot h^2 = \frac{1}{8} \cdot P_0 \cdot d^2. \quad (2.1.11)$$

Далее совместно решая (2.1.9) и (2.1.11), получаем формулы для предельной нагрузки с неизвестным параметром A :

$$P_0 = \frac{8}{3} \cdot \frac{\varepsilon_b''' \cdot E_{red} \cdot A^2 \cdot h^2}{(A+1) \cdot d^2}. \quad (2.1.12)$$

Таким образом, по формуле (2.1.12) определяется величина предельной нагрузки ЖБ ТЭ со шпонками без учета влияния несущей силовой стенки из ТАЦ.

Отметим, что неизвестный параметр A в формуле (2.1.12) будет определяться ниже данной главы по известным критериям прочности бетона при трехосном сжатии Баландина и Рихарда-Бранцаега-Брауна.

2.1.4 Определение необходимого процента армирования в расчетных сечениях ЖБ ТЭ

Общеизвестно, что армирование осесимметричных конструкций несколько отличаются от армирования обычных плоских конструкций. Плоские конструкции армируются согласно эпюрам внешних усилий, в основном прямолинейными стержнями. В осесимметричных конструкциях помимо радиальных, еще имеются растягивающие усилия в кольцевом или в тангенциальном направлении. Для эффективного армирование сечения 2-2, необходимо использовать либо площадь металлической облицовки с

рифленной для качественной работы с бетоном поверхностью, либо в сплошь навитую на всю высоту ТЭ кольцевую арматуру. Очевидно, в обоих случаях положительный эффект будет одинаково.

Рассматривается расчетное сечение 1-1.

Условие равновесия на срез.

$$Q = R_{bw} \cdot h + R_{sw} A_{sw1}, \quad (2.1.13)$$

откуда требуемая площадь армирования на сечение 1-1 при $Q = \frac{P_0 d}{2}$:

$$A_{sw1} = \frac{P_0 \cdot d - 2R_{bw} \cdot h}{2R_{sw}}, \quad (2.1.14)$$

где R_{bw}, R_{sw} - соответственно прочность бетона и арматуры на срез.

Прочность ТЭ с учетом на сечении 1-1 равен:

$$P_0 = \frac{2 \cdot (R_{bw} \cdot h + R_{sw} \cdot \mu_1 \cdot h)}{d}. \quad (2.1.15)$$

Рассматривается сечение 2-2.

С учетом НДС и схемы трещинообразования бетонных ТЭ, нет необходимости армирование сжатой зоны, поскольку при трехосном сжатии прочность бетона достаточна. Очевидно, для армирование растянутой зоны, в сечении 2-2 в расчёте надо учесть весь объем металла, находящихся в пределах $h-x$. Весь объем металла – это количество либо кольцевой арматуры, либо толщина рифленной металлической облицовки.

Таким образом, на рисунке 2.1.10 представлена схема работы кольцевого (тангенциального) армирования в сечении 3-3 (см. рис. 2.1.9).

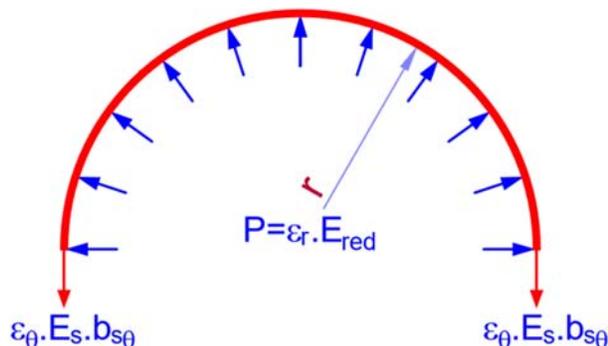


Рисунок 2.1.10 – К определению армирования в сечении 3-3

Зависимости Коши (геометрические соотношения):

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}; \quad (2.1.16)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r}. \quad (2.1.17)$$

Для получения уравнения совместности деформаций преобразуем (2.1.16):

$$u = \int \varepsilon_r \cdot dr = \frac{1}{4} \varepsilon_{r|r=0} \cdot d. \quad (2.1.18)$$

С учетом (2.1.17) и (2.1.18), получаем:

$$\varepsilon_{s\theta}|_{r=\frac{d}{2}} = \frac{1}{2} \varepsilon_{r|r=0}. \quad (2.1.19)$$

Кроме того, в этом варианте работает по упругости (рис.2.1.10) получаем:

$$2 \cdot \varepsilon_{s\theta} \cdot b_{s\theta} \cdot E_s = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \varepsilon_{r|r=0} \cdot E_{red} \cdot r \cdot \cos \varphi \cdot d\varphi = \varepsilon_{r|r=0} \cdot E_{red} \cdot d. \quad (2.1.20)$$

С учетом (2.1.19) и (2.1.20) получаем толщину слоя концевой армирования:

$$b_{s\theta} = \mu_2 \cdot d. \quad (2.1.21)$$

По формуле (2.1.21) допустим метод определения площади концевых армирований, которые положит в концевой части ТЭ.

2.1.4.1 Определение напряженного состояния и прочности ЖБ ТЭ с помощью критерия прочности Баландина

Критерий прочности Баландина [16, 43, 52, 58, 84] известен в виде:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) - (R_b - R_{bt})(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = R_b R_{bt}. \quad (2.1.22)$$

С учетом $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_r$; $\sigma_3 = \sigma_z$ из (2.1.) получим

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - (R_b - R_{bt})(2\sigma_1 + \sigma_3) = R_b R_{bt}. \quad (2.1.23)$$

где $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - главные напряжения, $\sigma_\theta, \sigma_r, \sigma_z$ - соответственно тангенциальные, радиальные и вертикальные напряжения, R_b, R_{bt} - соответственно предельные прочности бетона при одноосном сжатии и растяжении.

С учетом выражении (2.1.23), получим:

$$\sigma_r = \sigma_z + M + \sqrt{M^2 + M\sigma_z + N}, \quad (2.1.24)$$

где $M = R_b - R_{bt}$; $N = R_b R_{bt}$.

Имеем следующие граничные условия (при $z = h$): $\sigma_z = P_0$ и $\sigma_r = \sigma_\theta = R_b'''$, получаем:

$$R_b''' = P_0 + M + \sqrt{M^2 + M \cdot P_0 + N}. \quad (2.1.25)$$

Используя выражения (2.1.9) и (2.1.12) в формуле (2.1.25) получаем уравнение для параметра А:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{16} (\varepsilon_b''' \cdot E_{red})^2 d^4 \cdot A^2 \cdot (A+1) + \\ & + \frac{4}{9} (\varepsilon_b''' \cdot E_{red})^2 \cdot h^4 \cdot A^4 - \frac{1}{3} (\varepsilon_b''' \cdot E_{red})^2 \cdot d^2 \cdot h^2 \cdot A^4 \cdot (A+1) - \\ & - \frac{1}{8} \cdot \varepsilon_b''' \cdot E_{red} \cdot d^4 \cdot M \cdot A \cdot (A+1) - \frac{1}{6} \cdot \varepsilon_b''' \cdot E_{red} \cdot d^2 \cdot h^2 \cdot M \cdot A^2 \cdot (A+1) - \\ & - \frac{1}{16} \cdot N \cdot d^4 \cdot (A+1)^2 = 0 \end{aligned} \quad (2.1.26)$$

Выражение (2.1.26) с неизвестным параметром А, достаточно просто решается с помощью программного пакета «Mathcad».

Далее, с вычисленным параметром А по формуле (2.1.12) определяется предельная нагрузка (P_0) на ЖБ ТЭ.

2.1.4.2 Определение напряженного состояния и прочности ЖБ ТЭ на основе критерия Рихарда-Бранцага-Брауна

Для определения прочности бетона при трехосном сжатии R_b''' используется критерий прочности Рихарда – Бранцага - Брауна [21, 95]:

$$R_b''' = R_b + k \cdot \sigma_0, \quad (2.1.27)$$

где k – коэффициент эффективности бокового давления; R_b - прочность бетона при одноосном сжатии; σ_0 - гидростатическое обжатие бетона.

Имеем следующие граничные условия (при $z = h$): $\sigma_z = P_0$ и $\sigma_r = \sigma_\theta = R_b'''$, получаем:

$\sigma_1 = \sigma_r = \sigma_\theta = R_b'''$ и $\sigma_0 = \sigma_z = P_0$ тогда формула (2.1.27) примет вид:

$$R_b''' = R_b + k \cdot P_0. \quad (2.1.28)$$

Используя выражения (2.1.9) и (2.1.12) в формуле (2.1.28) получаем уравнение для параметра A :

$$\varepsilon_b''' \cdot E_{red} \cdot d^2 \cdot A^2 \cdot (A+1) - \frac{32}{3} \cdot \varepsilon_b''' \cdot E_{red} \cdot h^2 \cdot A^2 - R_b \cdot d^2 \cdot (A+1) = 0. \quad (2.1.29)$$

Выражение (2.1.29) с неизвестным параметром A решается с помощью программного пакета «Mathcad» при $k = 4$.

Далее, с вычисленным параметром A , также по формуле (2.1.12) определяется предельная нагрузка (P_0) на ЖБ ТЭ.

2.2 Теоретическое обоснование аналитического метода расчета торцовых элементов с возможной подвижкой по конической поверхности силовой несущей стенки корпуса

2.2.1 Предварительные замечания

Рассматривается расчет осесимметричных толстых бетонных плит, опертых по конической поверхности. При этом контактная поверхность плиты и конической поверхности выполнена по скользящей схеме, которая допускает возможное смещение плиты по вертикали.

В экспериментальных исследованиях конического элемента из стекла [50], проведенных в конце 70-х годов прошлого века, а также исследования из бетона В.М. Бурцева [41–44], было обнаружено, что с момента нагружения и по мере возрастания нагрузки процесс трещинообразования начинался в

верхних угловых зонах образца, у опор (рис. 2.2.3). При дальнейшем нагружении работа опытного образца приобретает несколько иной характер, а напряженно-деформированное состояние переходит в другое качественное состояние. Процесс трещинообразования с верхних угловых участков перейдет на нижнюю растянутую зону плиты. Очевидно, что здесь опорные участки конического элемента работают по консольной схеме. При этом по аналогии с [50] в практических расчетах целесообразно не учитывать их сопротивление действующим усилиям.

Ниже приводится аналитическое решение задачи по определению предельного давления на толстую плиту. Толстая плита имеет *шарнирно-подвижное закрепление по вертикали и горизонтали*. При принятых условиях опирания плита будет работать по схеме «пробки».

2.2.2 Обоснование расчетной схемы торцовых элементов с возможной подвижкой

На рисунке 2.2.1 представлена общий вид толстой плиты, нагруженной предельно допустимой равномерно распределенной нагрузкой P_0 .

На рисунке. 2.2.2 представлена расчетная схема толстой бетонной плиты в плоском деформированном состоянии.

Очевидно, что бетон и стекло являются и однородным и ортотропным материалами, в этой связи, образование и развитие трещин в бетонной конструкции будут происходить аналогично конструкции из стекла. В работе [50] установлено, что трещины появляются сначала в верхних угловых участках [42, 43, 90].

На рисунке 2.2.3 представлена толстая плита, в которой при действии равномерно распределенной нагрузки формируется толстый сферический свод.

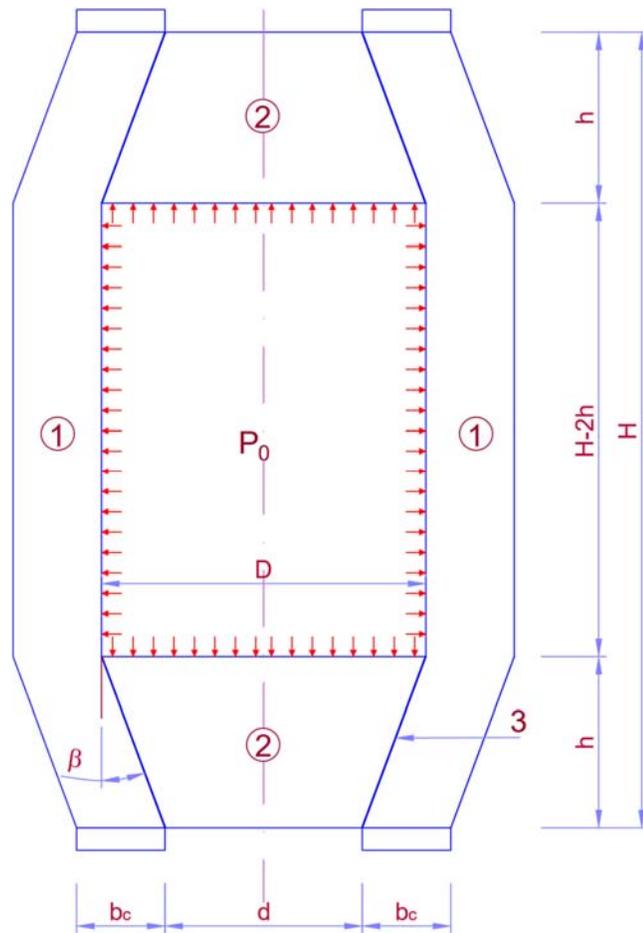


Рисунок 2.2.1 – Конструктивная схема КВД: 1 — несущая стенка из ТАЦ; 2 — толстая бетонная плита; 3- контактный слой; P_0 - внутреннее давление

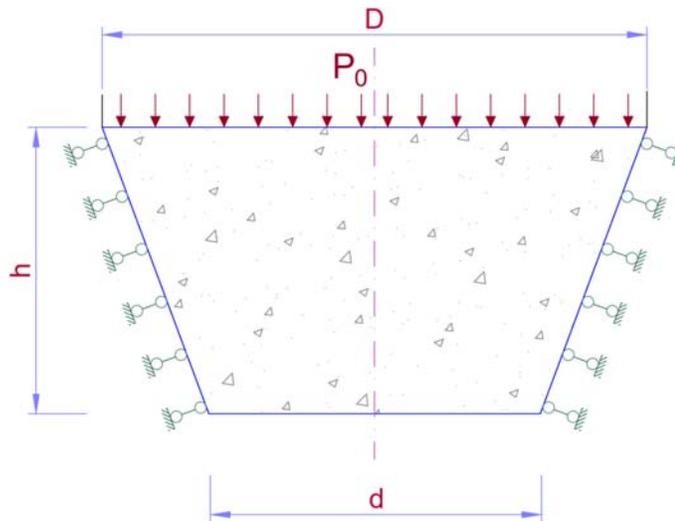


Рисунок 2.2.2 – Расчетная схема бетонных ТЭ без шпонок

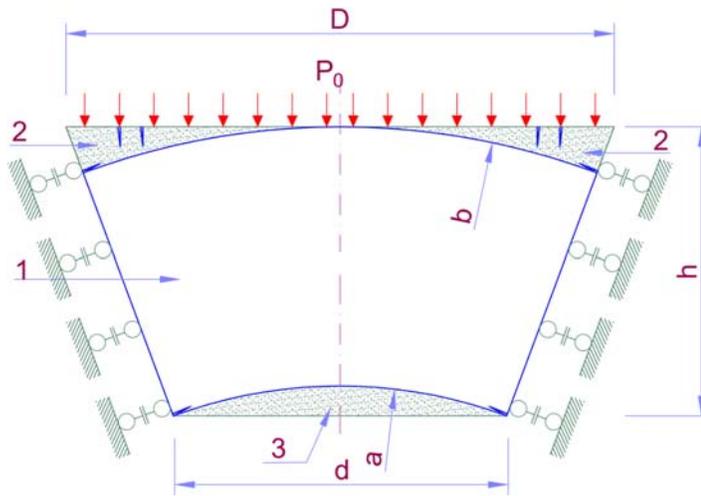


Рисунок 2.2.3 – Формирование толстого сферического свода при плоском деформированном состоянии: 1 — толстая бетонная плита; 2 — растянутая зона, где происходит трещинообразование; 3 — участок, который не учитывается в расчете

На рисунке 2.2.4 представлена расчетная схема ТЭ с возможной подвижкой в виде толстого сферического свода.

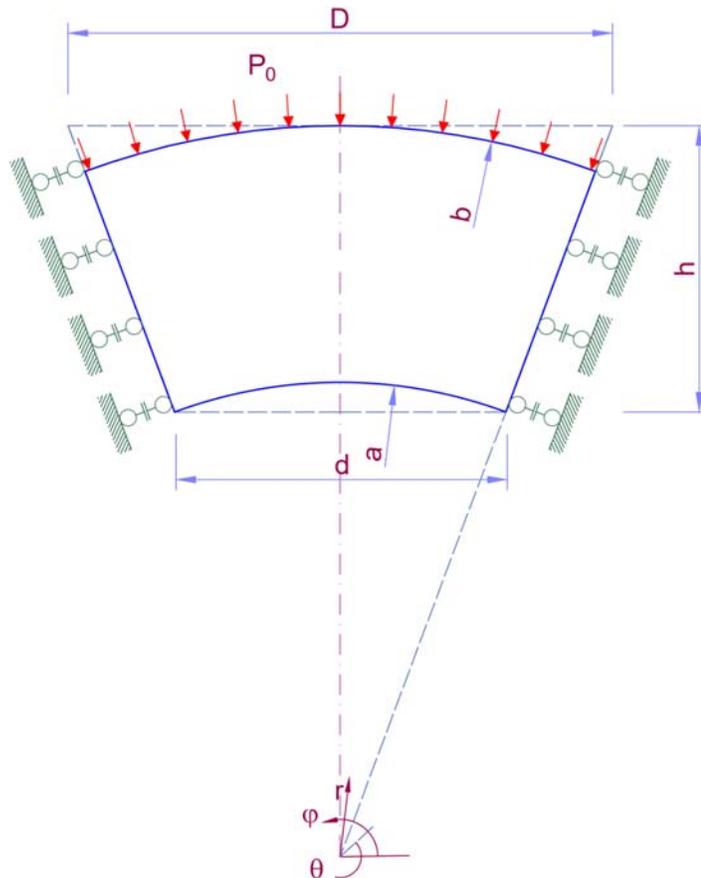


Рисунок 2.2.4 – Расчетная схема торцевого элемента с возможной подвижкой

Известно [45, 46, 49], что при объемном деформированном состоянии, при нагрузках, близких к предельным, в толстой осесимметричной плите с трещинами формируется достаточно большая область всестороннего сжатия наподобие своеобразного «купола». Если осесимметричную толстую плиту представить в плоском деформированном состоянии, то сжатый пространственный «купол» преобразуется в форму плоского сферического «свода», при котором формируется арочная схема работы конструкции. Таким образом, для аналитических расчетов ТЭ в виде толстых плит с учетом пластической стадии работы элемента (с трещинами) принимается расчетная схема, представленная на рисунке 2.2.5.

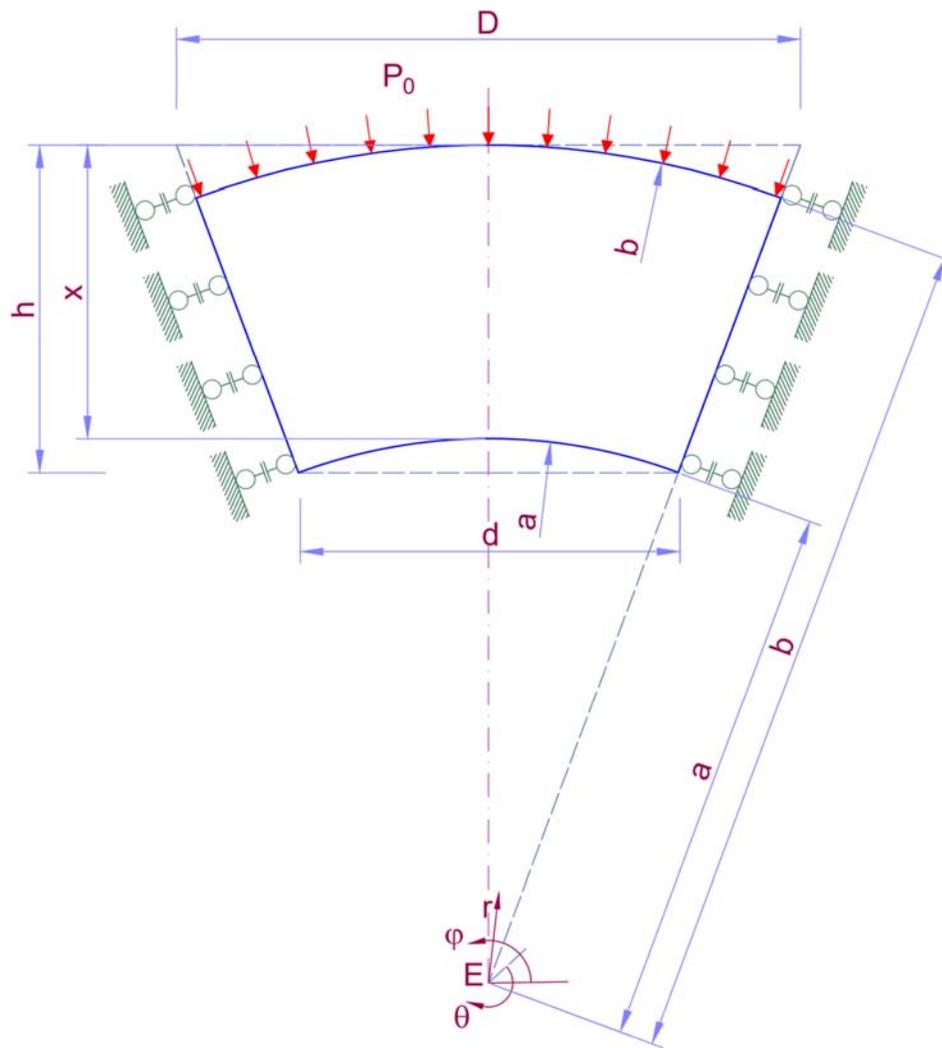


Рисунок 2.2.5 – Геометрическое определение высоты (толщины) свода:

x — толщина свода; a — внутренний радиус; b — внешний радиус

Высота (толщина) свода определяется по известным законам геометрии, где точка пересечения наклонной поверхности с осью симметрии E (рис. 2.2.5) считается центральной точкой сферического свода, при котором фактически определяются неизвестные параметры свода a и b . Если точка E является центром двух радиусов a и b , то начало радиуса a лежит в нижних углах ТЭ, а начало радиуса b – в самой верхней точке оси симметрии.

Неизвестные параметры свода a и b , также можно определить по известным формула геометрии: $a = \frac{d}{2 \cdot \sin \beta}$; $b = h + a \cdot \cos \beta$.

Расчетные формулы для напряженного состояния толстых плит выводятся по аналогии с вариантом со шпонками с применением тех же критериев (Баландина и Рихарда-Бранцаега-Брауна).

2.2.2.1 Напряженное состояние и предельно допустимая нагрузка на торцевые элементы с возможной подвижкой с использованием критерия Баландина

В целях удобства изложения и восприятия выводов, приведенных для случая с возможной подвижкой, ниже приводится (с некоторыми повторами) подробное описание решаемой задачи по аналогии с вариантом со шпонками.

Критерий прочности Баландина [16, 43, 52, 58, 84] в виде:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) - (R_b - R_{bt})(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = R_b R_{bt}. \quad (2.2.1)$$

С учетом $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_\theta$; $\sigma_3 = \sigma_r$ из (2.2.1) получим:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - (R_b - R_{bt})(2\sigma_1 + \sigma_3) = R_b R_{bt}. \quad (2.2.2)$$

где $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - главные напряжения, σ_θ, σ_r - соответственно тангенциальные и радиальные напряжения, R_b, R_{bt} – соответственно предел прочности бетона при одноосном сжатии и растяжении.

Дифференциальное уравнение равновесия в сферической системе координат применительно к рассматриваемой задаче имеет вид [16, 52, 58]:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + 2 \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0. \quad (2.2.3)$$

С учетом выражений (2.2.2) и (2.2.3) получим основное размещающее уравнение в трансцендентном виде, решение которого выполняется также численно

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{1}{r} \cdot \left(2 \cdot M + 2 \cdot \sqrt{M^2 + 3 \cdot M \cdot \sigma_r + N} \right), \quad (2.2.4)$$

где $M = R_b - R_{bt}$; $N = R_b R_{bt}$.

Имеем следующие граничные условия для сферы: при $r = a$, $\sigma_r = 0$ и при $r = b$, $\sigma_r = P_0$.

Далее на программном комплексе «**MathCad 15**» с разрешающей функцией «**Odesolve**» и с учетом принятых граничных условий и выражения (2.2.4), получим величину предельной нагрузки и напряжённое состояние торцовых элементов.

2.2.2.2 Напряженное состояние торцевых элементов с возможной подвижкой с использованием критерия Рихарда-Бранцаега-Брауна

Для определения главных напряжений ($\sigma_\theta = \sigma_\varphi = \sigma_1 = \sigma_2$ и $\sigma_r = \sigma_3$) используется дифференциальное уравнение равновесия в сферической системе координат [16, 52, 58]:

$$\frac{d\sigma_3}{dr} + 2 \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{r} = 0, \quad (2.2.5)$$

где $\sigma_1 = \sigma_\theta$ - максимальное значение напряжений; $\sigma_3 = \sigma_r$ - минимальное значение напряжений.

На основе экспериментальных данных [21] за величину максимальных напряжений σ_1 принимается уровень напряжений, при которых начинают образоваться магистральные трещины (см. рис. 8) из [21]:

$$\sigma_1 = R_b''' . \quad (2.2.6)$$

Для определения прочности бетона при трехосном сжатии R_b''' используется критерий прочности Рихарда — Бранцага — Брауна [95]:

$$R_b''' = R_b + k \cdot \sigma_0, \quad (2.2.7)$$

где k — коэффициент эффективности бокового давления; R_b — прочность бетона при одноосном сжатии; σ_0 — гидростатическое обжатие бетона.

Из (2.2.6) и (2.2.7) следует:

$$\sigma_1 = R_b + k \cdot \sigma_3. \quad (2.2.8)$$

Граничные условия имеют вид:
$$\begin{cases} \sigma_r|_{r=a} = 0 \\ \sigma_r|_{r=b} = P_0 \end{cases}.$$

Пусть $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$; $t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$, тогда

$$\sigma_1 = p + t; \quad \sigma_3 = p - t. \quad (2.2.9)$$

Подставим (2.2.9) в критерий (2.2.8):

$$(1-k) \cdot p + (1+k) \cdot t - R_b = 0. \quad (2.2.10)$$

Теперь напряжения можно записать в виде

$$\sigma_1 = \frac{R_b}{1-k} - \frac{2 \cdot k}{1-k} \cdot t; \quad \sigma_3 = \frac{R_b}{1-k} - \frac{2}{1-k} \cdot t. \quad (2.2.11)$$

Подстановка (2.2.11) в условия статики (2.2.5) дает

$$\frac{dt}{dr} - 2 \cdot (k-1) \cdot \frac{t}{r} = 0. \quad (2.2.12)$$

Решение (2.2.12) с учетом граничных условий позволяет выразить через (2.2.13) и (2.2.14)

$$t_b = \left(\frac{R_b}{1-k} - P_0 \right) \cdot \frac{1-k}{2}; \quad t_a = \frac{R_b}{2}. \quad (2.2.13)$$

$$P_0 = \frac{R_b}{3} \cdot \left[\left(\frac{b}{a} \right)^6 - 1 \right]. \quad (2.2.14)$$

Принято $k = 4$.

2.3 Апробация аналитического метода на практических примерах расчета торцовых элементов

2.3.1 Пример расчета ЖБ ТЭ при шпоночном сопряжении с силовой несущей стенкой корпуса

Исходные данные ЖБ ТЭ для бетона В40 [101]:

- прочность бетона при одноосном сжатии: $R_b = 29$ МПа;
- прочность бетона при одноосном растяжении: $R_{bt} = 2.1$ МПа;
- прочность бетона при двухосном сжатии согласно [27] принята; $R_b'' = 42$ МПа, где определяется как $R_b'' = (1.4 \div 1.8) \cdot R_b = (40.6 \div 52.2)$ МПа.
- максимальная деформация бетона на сжатия $\varepsilon_b''' = 0.0035$;
- свойство армирования А500 [101]: прочность формирования на растяжении и на срез соответственно $R_s = 500$ МПа, $R_{sw} = 500$ МПа;
- модуль упругости бетона и арматуры, соответственно [101] $E_b = 36000$ МПа и $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа;
- угол наклона $\beta = 20^\circ$;
- для толстостенных ЖБ ТЭ, как это принято в ряде стран [102, 105, 106], максимальный процент армирования $\mu_s = 4\%$.

Выбор оптимальных параметров ЖБ ТЭ со шпонками КВД ЯР

Выше на рисунке 2.1.5 приведена расчетная схема ЖБ ТЭ со шпонками.

Расчеты выполнены при следующих соотношениях параметров $\chi = \frac{d}{h} = 1, 1.5, 2, 2.25, 2.5$ (где расстояние $d = 2000$ мм – постоянный, высота элемента $h = 2000, 1333, 1000, 889, 800$ мм), заданы $\beta = 20^\circ$, μ (%).

В таблицах 2.3.1, 2.3.2 приводятся результаты двух вариантов расчетов ЖБ ТЭ со шпонками, выполненных с использованием критерия прочности

Баландина и Рихарда-Бранцаега-Брауна. При этом величина предельной нагрузки определяется в зависимости от двух внутренних усилий – от среза у опор (сечение 1-1) и момента в середине пролета (сечение 2-2). Предельная нагрузка в сечении 1-1 в обоих вариантах определяется по общей формуле (2.1.15), а в сечении 2-2 по общей формуле (2.1.12) в зависимости от (2.1.26) и (2.1.29) соответственно.

Таблица 2.3.1 – Результаты расчетов с использованием критерия Баландина

d/h	d (мм)	h (мм)	μ (%)	P_0 МПа сечение 1-1	P_0 МПа сечение 2-2	Высота сжатой зоны x (мм)	$\xi'''=x/h$
1	2000	2000	4	50.50	215.28	428	0.21
1.5		1333		33.67	54.38	399	0.30
2		1000		25.25	23.37	344	0.34
2.25		889		22.44	17.02	318	0.36
2.5		800		20.20	12.98	316	0.37

Таблица 2.3.2 – Результаты с использованием критерия Рихарда — Бранцаега — Брауна зависимости относительно d/h

d/h	d (мм)	h (мм)	μ (%)	P_0 МПа сечение 1-1	P_0 МПа сечение 2-2	Высота сжатой зоны x (мм)	$\xi'''=x/h$
1	2000	2000	4	50.50	662.75	185	0.09
1.5		1333		33.67	108.07	264	0.20
2		1000		25.25	30.08	302	0.30
2.25		889		22.44	18.68	304	0.34
2.5		800		20.20	12.64	298	0.37

Известно [43], что в КВД величина внутреннего давления колеблется в пределах 7÷10 МПа. Согласно полученных данных, приведенных в таблицах 2.3.1, 2.3.2, рациональным параметром является соотношение $d/h = 2$, где величина предельной нагрузки в сечениях 1-1, 2-2 почти одинаковы по сравнению с другими значениями параметра d/h. При этом более близкие данные показывает расчет, выполненный по критерию Баландина (25.25 и 23.37 МПа). Предельная нагрузка, полученная по второму варианту (Рихарда-Бранцаега-Брауна) в сечениях 1-1, 2-2 соответственно равны 25.25 и 30.08 МПа.

Ниже, приводится пример расчета напряженного состояния и прочности ЖБ ТЭ (рис. 2.3.1) с учетом выше с уже вычисленным расчетным параметром соотношения $\chi = \frac{d}{h} = 2$ (при $d = 2000$ мм и $h = 1000$ мм), и с использованием критерия Баландина и Рихарда-Бранцага-Брауна на сечения 2-2.

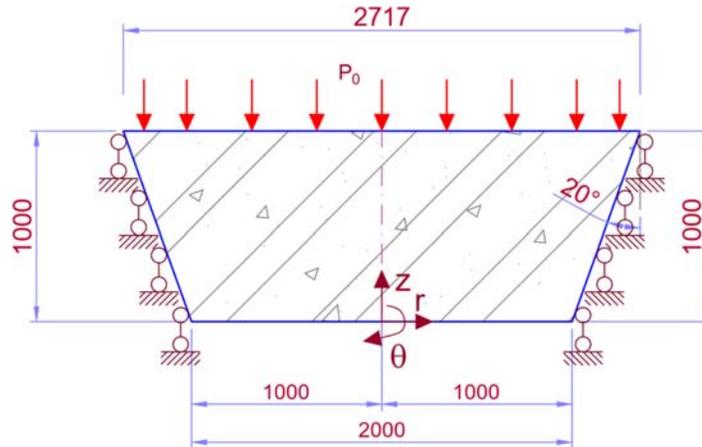


Рисунок 2.3.1 – Пример расчетной схемой ЖБ ТЭ

Процесс выполнения расчетов по критериям Баландина и Рихарда-Бранцага-Брауна, выполненных с помощью программного пакета «Mathcad» приведены в «**приложениях А, Б**».

Приведенную расчетная высота армирования в радиальном и тангенциальном направлениях конструктивно принято:

$$h_{sr} = 4\%h = 0.04 \cdot 1000 = 40 \text{ мм.}$$

А приведенная ширина армирования элемента из (2.1.21) определяется конструктивно:

$$b_{s\theta} = 4\% \cdot 2000 = 80 \text{ мм.}$$

Расчет ЖБ ТЭ со шпонками с несущей силовой стенки КВД ЯР с использованием критерия прочности Баландина

Полученные численные результаты расчета:

- параметр $A = 1.908$;
- предельная нагрузка ЖБ ТЭ: $P_0 = 23.37$ МПа;
- высота сжатой зоны: $x = 344$ мм;
- тангенциальное и радиальное напряжения при $z = h$: $\sigma_\theta = \sigma_r = 87.86$ МПа.

На рисунке 2.3.2 представлен расчетные радиальные напряжения на оси симметрии ЖБ ТЭ.

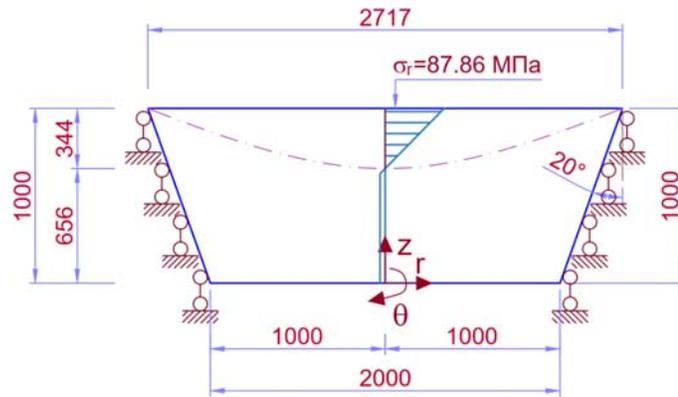


Рисунок 2.3.2 – Эпюра радиальных напряжений в сечении 2-2

Расчет ЖБ ТЭ со шпонками с несущей силовой стенкой КВД ЯР с использованием критерия прочности Рихарда-Бранцаега-Брауна

Полученные численные результаты расчетов:

- параметр $A = 2.309$;
- предельная нагрузка ЖБ ТЭ: $P_0 = 30.08$ МПа;
- высота сжатой зоны: $x = 302$ мм;
- тангенциальное и радиальное напряжения при $z = h$: $\sigma_\theta = \sigma_r = 149.33$ МПа.

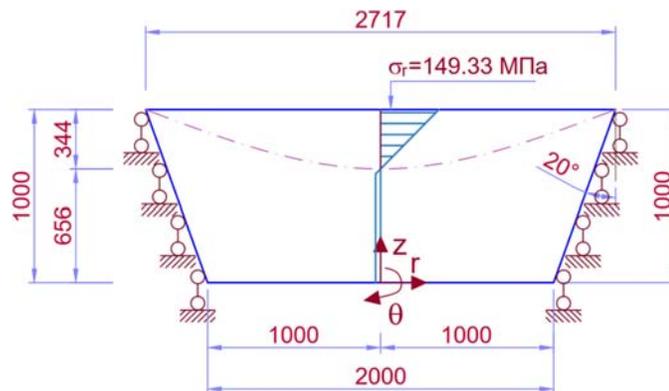


Рисунок 2.3.3 – График радиальных напряженных состояний на сечение 2-2

Таким образом, получен оригинальный метод аналитического расчета напряженного состояния торцевых элементов в виде толстых плит, опертых по конической поверхности. Выполненные примеры расчета показывают адекватность полученных результатов, их соответствие напряженному состоянию осесимметричных толстых плит. Предложенная методика может быть использована в стадии эскизного проектирования корпусов высокого давления.

2.3.2 Пример расчета торцевых элементов с возможной подвижкой по конической поверхности силовой стенки

Расчетная схема ТЭ из бетона представлена на рисунке 2.2.2. Пример расчета выполнен при соотношениях $\chi = \frac{d}{h} = 1, 1.25, 1.5, 1.75, 2, 2.25, 2.5$, и постоянным $d = 2000$ мм, соответственно $h = 2000, 1600, 1333, 1143, 1147, 889, 800$ мм.

Ниже, рассматриваемые чистый бетонный ТЭ без шпонок со скольжением, исходные данные ЖБ ТЭ для бетона В40 [101]:

- прочность бетона при одноосном сжатии: $R_b = 29$ МПа;
- прочность бетона при одноосном растяжении: $R_{bt} = 2.1$ МПа;
- прочность бетона при двухосном сжатии: $R_b = 42$ МПа; (в работе [27] показана прочность бетона при двухосном сжатий $R_b'' = (1.4 \div 1.8) \cdot R_b = (40.6 \div 52.2)$ МПа.);
- модуль упругости бетона и армирования соответственно $E_b = 36000$ МПа;
- графически определяем расчетные параметры свода: $a = \frac{d}{2 \cdot \sin \beta}$ мм;
 $b = a \cdot \cos \beta + h$ мм (рис. 2.2.3).

Напряженное состояние и прочность определяется с помощью программного комплекса «MathCad 15» с разрешающей функцией

«Odesolve» и с учетом принятых граничных условий, расчетных выражений (2.2.4) и (2.2.12).

Полученные результаты расчетов по предельной нагрузке представлены в таблицах 2.3.3 (метод по критерию Баландина) и 2.3.4 (метод по критерию Рихарда-Бранцаега-Брауна).

Далее, когда выбрана оптимальный параметр и соответствующая величина предельной нагрузки по таблицам, тогда выполняется расчет напряженного состояния ТЭ.

Выбор оптимальных параметров ТЭ без шпонок со скольжением с несущей силовой стенки КВД ЯР

На таблицах 2.3.3 и 2.3.4 представлены полученные результаты расчетов при разных d/h и постоянной d .

Выше отметили, что обычно в КВД величина внутреннего давления колеблется в пределах $10 \div 30$ МПа. Таким образом, анализируя расчетные данные таблиц 2.3.3 и 2.3.4 выбираем оптимальные соотношения $\frac{d}{h} = 1.5 \div 2.5$ для проектирования ТЭ КВД ЯР, где $P_0 = 51.44 \div 26.48$ МПа.

Таблица 2.3.3 – Результаты с использованием критерия Баландина зависимости относительно d/h

d/h	d (мм)	h (мм)	a (мм)	b (мм)	P_0 МПа	Высота сжатой зоны x (мм)	$\xi''' = x/h$
1	2000	2000	2925	4749	83.34	1824	0.91
1.25		1600	2925	4349	64.18	1424	0.89
1.50		1333	2925	4082	51.44	1157	0.87
1.75		1143	2925	3892	42.41	967	0.85
2.00		1000	2925	3749	35.71	824	0.82
2.25		889	2925	3638	30.56	712	0.82
2.50		800	2925	3549	26.48	624	0.78

Таблица 2.3.4 – Результаты с использованием критерия Рихарда-Бранцага-Брауна зависимости относительно d/h

d/h	d (мм)	h (мм)	a (мм)	b (мм)	P_0 МПа	Высота сжатой зоны x (мм)	$\xi''' = x/h$
1	2000	2000	2925	4749	167.31	1824	0.91
1.25		1600	2925	4349	94.54	1424	0.89
1.50		1333	2925	4082	61.65	1157	0.87
1.75		1143	2925	3892	43.94	967	0.85
2.00		1000	2925	3749	33.17	824	0.82
2.25		889	2925	3638	26.09	712	0.82
2.50		800	2925	3549	21.16	624	0.78

Теперь, аналитически определяем напряженное состояние при следующих вычисленных параметрах $\frac{d}{h} = 2$ и $d = 2000$ мм, $h = 1000$ мм, $\beta = 20^\circ$. Используем расчетную схему на рисунке 2.3.5, которая исходит из схемы на рисунке 2.3.4.

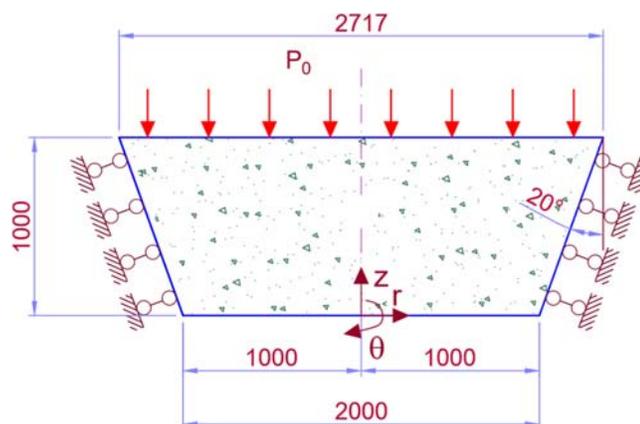


Рисунок 2.3.4 – Расчетная схема торцовых элементов с возможной подвижкой

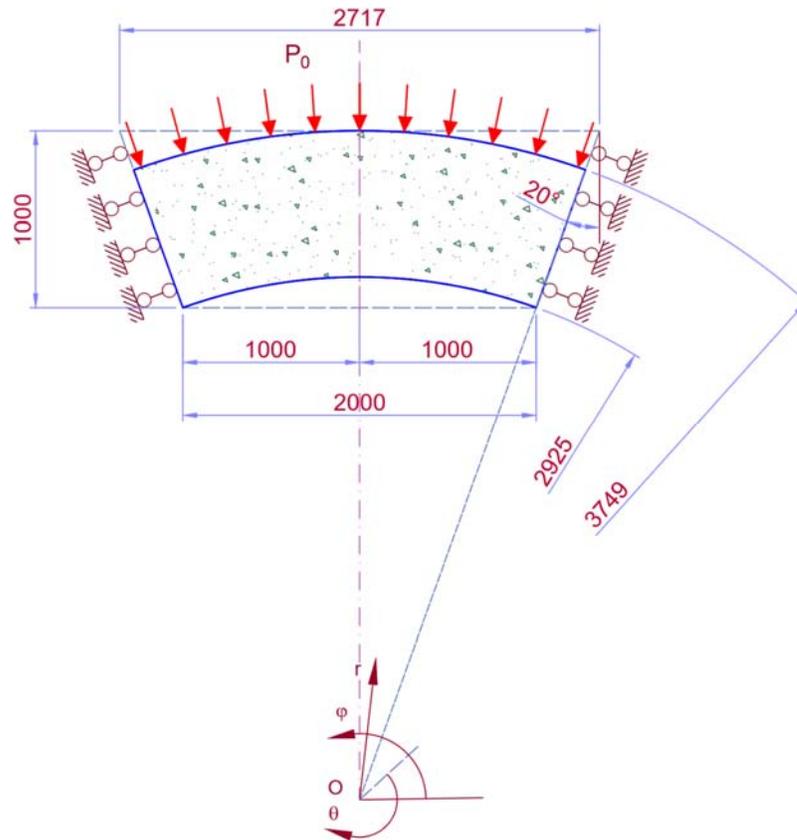


Рисунок 2.3.5 – Расчетная схема торцовых элементов после образования трещин с возможной подвижкой

Расчет торцовых элементов с использованием критерия прочности Баландина

Для практического расчета напряженного состояния толстой плиты ($\sigma_r; \sigma_\theta$) используется совместное решение уравнения (2.2.4).

Таким образом, по формуле (2.2.4) вычисленная величина максимального давления: $P_0 = 35.71$ МПа (см. предложение В).

В таблице 2.3.3 и на рисунке 2.3.6 приведены результаты расчетов напряженного состояния и прочности, выполненного на основе критерия Баландина.

На рисунке 2.3.6 представлено график зависимости тангенциальных и радиальных напряжений от радиуса свода.

Таблица 2.3.5 – Радиальные и тангенциальные напряжения в зависимости от радиуса r

r (мм)	σ_r (МПа)#	σ_θ (МПа)
2925	0	-54.91
3017	-3.53	-63.13
3108	-7.22	-71.10
3200	-11.04	-78.88
3291	-14.98	-86.52
3383	-19.00	-94.04
3474	-23.09	-101.45
3566	-27.25	-108.77
3657	-31.46	-116.01
3749	-35.71	-123.16

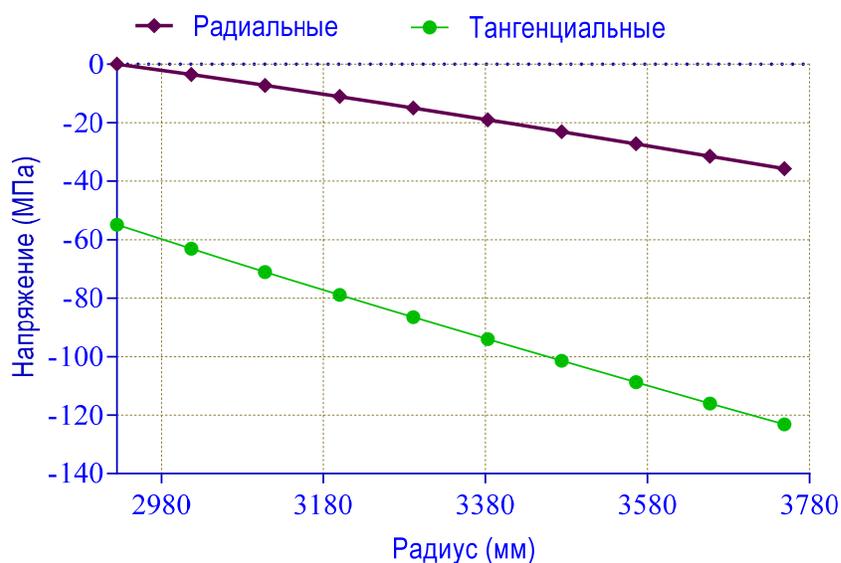


Рисунок 2.3.6 – График зависимости тангенциальных и радиальных напряжений от радиуса свода

Расчет торцовых элементов с использованием критерия прочности Рихарда-Бранцаега-Брауна

Для практического расчета напряженного состояния ($\sigma_r; \sigma_\theta$) используется формула (2.2.14).

Максимальное давление $P_0 = 33.17$ МПа (см. предложение Г).

В таблице 2.3.4 и на рисунке 2.3.8 приведены некоторые результаты решения задачи о НДС и прочности, выполненного на основе критерия Рихарда-Бранцаега-Брауна.

На рисунке 2.3.7 представлено график зависимости тангенциальных и радиальных напряжений от радиуса свода.

Таблица 2.3.6 – Радиальные и тангенциальные напряжения в зависимости от радиуса r

r (мм)	σ_r (МПа)#	σ_θ (МПа)
2925	0.00	-29.00
3017	-1.96	-36.85
3108	-4.25	-45.99
3200	-6.89	-56.57
3291	-9.95	-68.79
3383	-13.46	-82.82
3474	-17.47	-98.89
3566	-22.06	-117.22
3657	-27.26	-138.06
3749	-33.17	-161.68

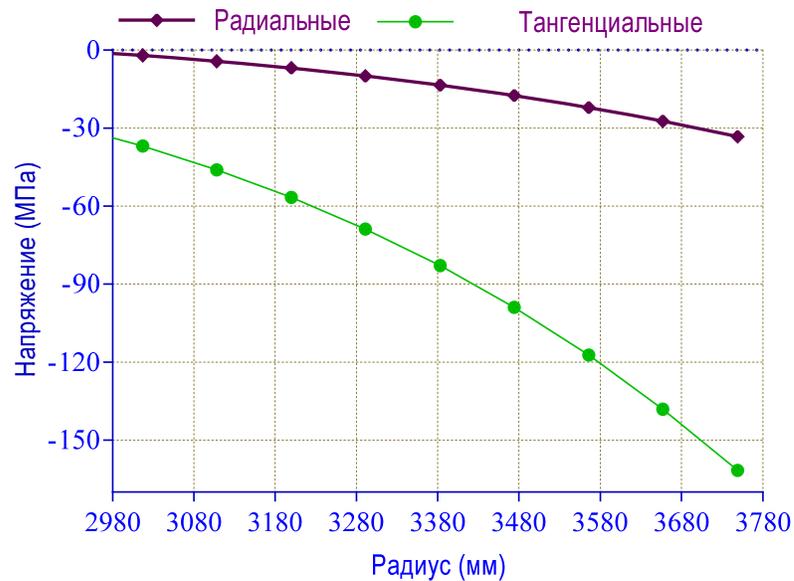


Рисунок 2.3.7 – График зависимости тангенциального и радиального напряжения от радиуса свода

Таким образом, выполнен аналитический расчет напряженного состояния и предельных нагрузок толстых плит, свободно опертых по конической поверхности. Полученные результаты показывают адекватность предлагаемой методики расчета.

ВЫВОДЫ ПО ВТОРОЙ ГЛАВЕ

1. Установлено [44, 50], что в осесимметричных конструктивных элементах в виде усеченного конуса под влиянием внешней нагрузки возникает сложное напряженное состояние. При этом в зависимости от способа сопряжения ТЭ с силовой несущей стенкой КВД характер напряженного состояния меняется. Так, при шпоночном сопряжении возникают сжатая и растянутая зоны, которые характерны для качественно аналогичных элементов: коротких балок, испытывающих изгиб и срез. Для второго гладкого сопряжения, то есть когда есть возможная подвижка ТЭ по несущей стенке КВД, характерна работа ТЭ по схеме пробки, при этом напряженное состояние их с жесткой несущей стенкой испытывает всестороннее сжатие.

2. В случае сопряжения ТЭ без шпонок, когда элемент целиком сжат, армирование их не целесообразно. При шпоночном сопряжении, когда плита работает как элемент, испытывающий изгиб и срез, наоборот, требуется армирование, с учетом схемы трещинообразования.

3. Результаты расчетов (см. табл. 2.3.1, 2.3.2) показывают, что с увеличением отношения параметра $\frac{d}{h}$ уменьшается прочность (предельная нагрузка) расчетных сечений (1-1, 2-2), и напротив, уменьшение параметра приводит к увеличению предельной нагрузки.

4. Установлено, что оптимальное отношение параметров обнаруживается при $\frac{d}{h} = 2$, при этом прочность обоих сечений (1-1, 2-2) почти одинаковы.

5. Приближенным способом на основе общепринятых в теории бетона и железобетона предпосылок и допущений получены формулы (2.1.15), (2.1.26) и (2.1.29) по определению прочности ЖБ ТЭ при шпоночном сопряжении торцовых элементов с силовой несущей стенкой.

6. Для аналитических расчетов торцовых элементов с возможной подвижкой создана расчетная схема и по определению толщины и радиусов свода (см. рис. 2.2.5).

7. На основе критериев прочности бетона Баландина и Рихарда-Бранцага-Брауна получены значения прочности и характер напряжённого состояния ТЭ КВД ЯР.

ГЛАВА 3 ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ТОРЦОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНУТРЕННЕГО ДАВЛЕНИЯ

3.1 Предварительные замечания

Аналитические методы расчета ТЭ КВД ЯР, полученные выше, созданы на основе достаточно строгих предпосылок и допущениях теории упругости и пластичности бетона и железобетона. При этом они характеризуются с известной корректностью построения основных расчетных формул.

Очевидно, что использование аналитических методов расчета зданий и сооружений относительно сложных конструктивных и геометрических схем затруднено, либо просто невозможно. Однако, как показали некоторые исследования, например, [42, 69], аналитические методы исключительно важны, поскольку позволяет в отдельных случаях проверять «на себе» корректность и адекватность численных методов, а также позволяют качественно оценивать характер НДС в условиях осе- или полярно-симметричного внутреннего давления как отдельных элементов, так и всего комплекса целиком.

Первые исследования КВД ЯР, основанные на численных методах расчета в линейно-упругой постановке [77, 78, 81, 83, 85, 88, 89, 91, 93, 94] с привлечением мощных компьютерных программ начали появляться в начале 1960-х годов в Великобритании и США.

Позднее в 1970-х годах аналогичные задачи были решены и в России [2, 3, 6, 7, 13, 15, 61]. Этот период времени характеризуется исследованиями в области теории железобетона и железобетонных конструкций, эксплуатируемых при силовых, температурных и радиационных воздействиях [9, 10, 30, 11, 12, 18–20, 25–27].

Для численного анализа НДС ТЭ КВД ЯР в данной диссертации при действии внутреннего давления в виде равномерно распределенной нагрузки был выбран программный комплекс «ANSYS».

Программа ANSYS была создана в 1970 году командой *Dr. John Swanson*, системный алгоритм *Swanson (Swanson Analysis System)* в США, Это программное обеспечение на основе конечных элементов для анализа проблем механической физики, преобразования дифференциальных уравнений, дифференциальных уравнений в численных формул с дискретным методам. и приближенно решать для моделирования поведения физической системы, подверженной различным нагрузкам [98].

Программа ANSYS предлагает широкий спектр возможностей конечно элементного анализа, начиная от простого линейного стационарного анализа и заканчивая комплексным нелинейным анализом переходных процессов. Справочные руководства набора документации ANSYS описывают специфичные для разных инженерных дисциплин методы решения задач [97]

Так как рассматриваемая конструкция является осесимметричной, а действующая нагрузка — равномерно распределенной, то в численном методе ANSYS принята 1/4-модель 3D [4, 86, 87].

По аналогии [69], в силу специфики конструктивного решения торцевой части КВД, где на контакте торцовых элементов (днищ) и силовой стенки должны реализоваться условия для односторонних связей в силу возможности отлипания стенок от днища, схема должна трактоваться как конструктивно нелинейная.

3.2 Формирование расчетной схемы на базе конечно-элементной модели в программном комплексе ANSYS

Для создания расчетной схемы на базе конечно- элементной модели принимается цилиндрическая система координат, представленная на рисунке

3.2.1, где: r, θ, z - соответственно радиальная, тангенциальная и вертикальная оси элемента.

Исходные данные для численного расчета торцовых элементов. ЖБ класса В40 [101]: $R_b = 29$ МПа, $R_{bt} = 2.1$ МПа, $d = 2000$ мм, $h = 1000$ мм, $E_b = 36000$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0.18$.

В качестве рабочей арматуры принята арматура класса А500 [101].

Далее предпринята попытка учета влияния двухосного сжатия на прочность бетона. В данном случае в качестве количественного результата, свидетельствующего о повышении прочности бетона в условиях двухосного сжатия, принято предложение из [26], согласно которого для бетона класса В40 получим значение $R_b'' = 42$ МПа.

3.2.1 Формирование расчетной схемы торцовых элементов со шпонками

На рисунке 3.2.1 представлена расчетная схема ЖБ ТЭ, где показана кольцевая арматура (поз. 2) из листовой стали клинообразного сечения в поперечном сечении элемента работающего совместно с бетонной матрицей (1).

Численный эксперимент выполняется при постепенно возрастающей нагрузке на ЖБ ТЭ с целью прослеживания характера работы (НДС), в том числе процесса трещинообразования. Рассматривается 5 ступени нагружения, значения которых приведены в таблице 3.2.1.

Таблица 3.2.1 – Давление соответственно ступени

Ступень	0	1	2	3	4	5
Давление (МПа)	0	5	10	15	20	23.37

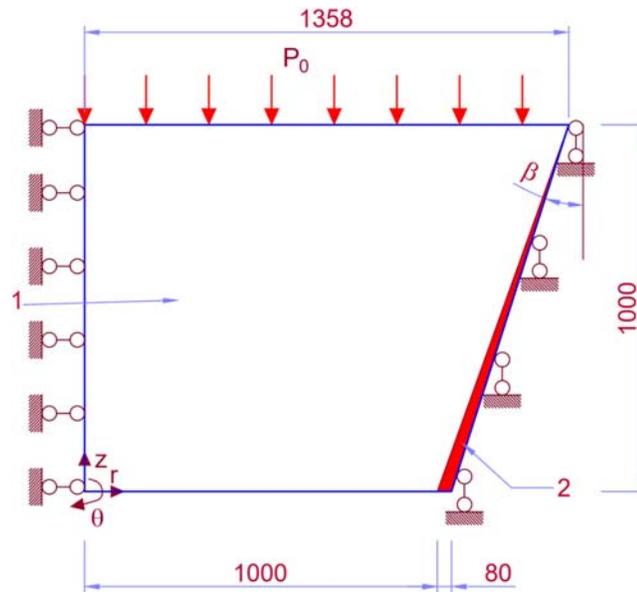


Рисунок 3.2.1 – Расчетная схема $\frac{1}{4}$ ТЭ со шпонками КВД: 1 – бетон; 2 – несъемная опалубка из листовой стали (принимается в виде треугольники)

Так как конструкция осесимметричная, то рассматривается только $\frac{1}{4}$ часть модели с шарнирным закреплением, где ограничены перемещения в направлениях осей r , z и θ для цилиндрической системы координат. Условно принято, что контактный слой на поверхности бетона (поз. 1) и опалубка поз.2 работает совместно без какого-либо отлипания.

3.2.2 Формирование расчетной схемы торцовых элементов с трением

На рисунке 3.2.2 представлена расчетная схема торцовых бетонных элементов с геометрическими параметрами из пункта 2.3. Прочностные свойства бетона приняты согласно пункта 3.1. В программном комплексе ANSYS, когда в любой точке напряжения превышает прочности бетона, то считается, что там появляется локальная трещина.

Теперь, для проверки процесса трещинообразования, численный эксперимент выполняется для 7 ступеней нагружения. Значения нагрузок приводятся в таблице 3.2.2.

Таблица 3.2.2 – Давление соответственно ступени

Ступень	0	1	2	3	4	5	6	7
Давление (МПа)	0	5	10	20	25	30	35	35.71

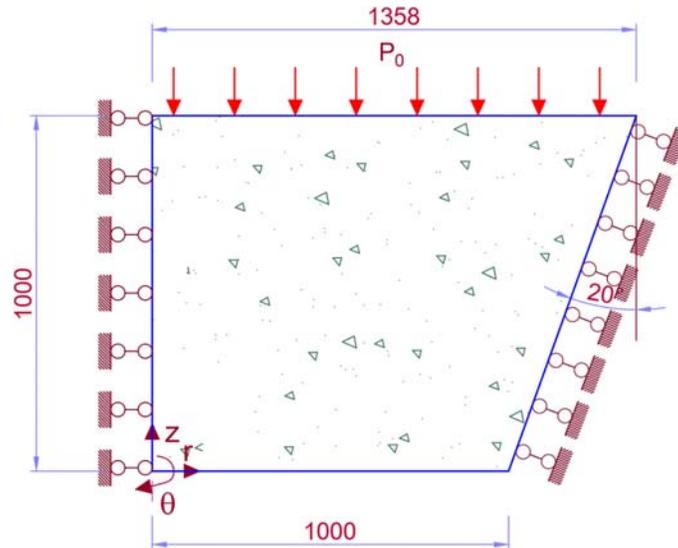


Рисунок 3.2.2 – Расчетная схема ТЭ без шпонок в $\frac{1}{4}$ модели МКЭ

На рисунке 3.2.3 представлена расчетная схема торцовых элементов без шпонок с возможной подвижкой в виде свода. Сопряжение торцовых элементов с наклонной частью силовой стенки, которое в данном случае, рассматривается как на трении с коэффициентом трение, равным нулю ($f = 0$). Численный эксперимент принято выполнять для 7 ступеней нагружения со значениями нагрузок, приведенных в таблице 3.2.2.

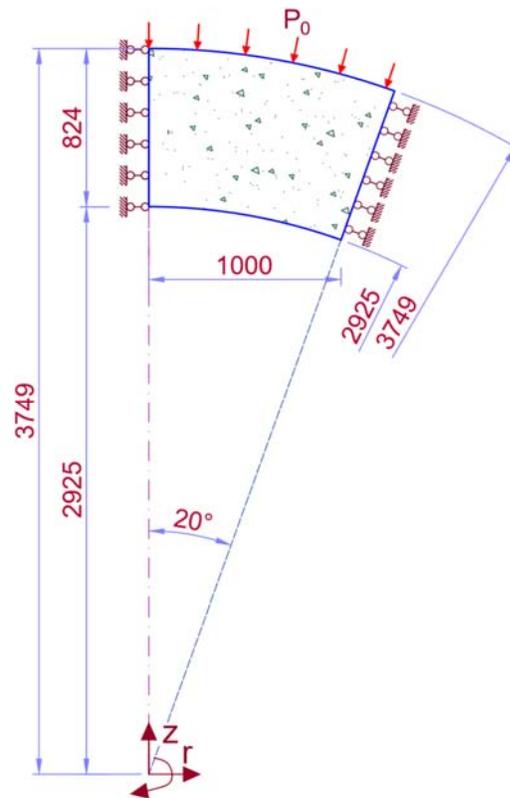


Рисунок 3.2.3 – Расчетная схема торцовых элементов без шпонок в виде свода

3.3 Результаты численного расчета торцовых элементов

При реализации численного расчета изначально были известны следующие расчетные параметры:

- геометрические данные КВД ЯР;
- свойства материалов: бетон для торцовых элементов и ТАЦ для несущей силовой стенки;
- варианты сопряжения торцовых элементов с силовой стенкой: на шпонках и возможной подвижкой;
- действующие нагрузки в виде равномерно распределенной.

Кроме того, были выбраны расчетные критерии прочности бетона (критерии Друкера-Прагера), а также были известны прочностные свойства бетона при многоосном сжатии.

Ниже приводятся результаты численных расчетов, выполненных на базе МКЭ в программном комплексе ANSYS. Результаты расчетов представлены в виде $\frac{1}{4}$ 3D моделей в форме изополей напряжений, таблиц и графиков.

3.3.1 Результаты численных расчетов при шпоночном сопряжении

На рисунке 3.3.1 представлены расчетная $\frac{1}{4}$ модель бетонных торцовых элементов на программном комплексе ANSYS, выполненная согласно рисунку 3.2.1.

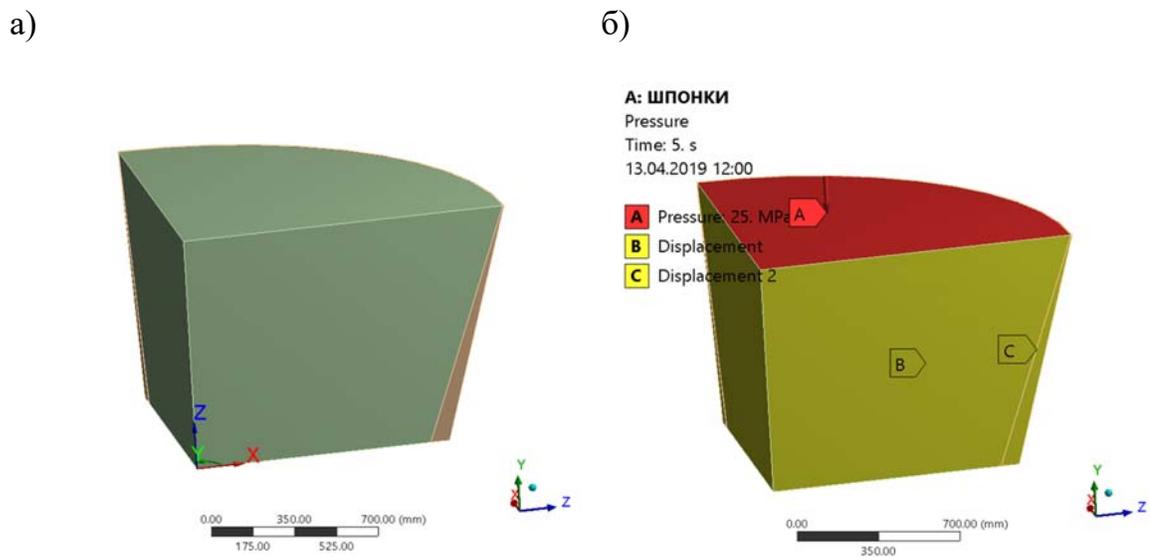


Рисунок 3.3.1 – $\frac{1}{4}$ модель расчетной схемы ЖБ ТЭ

На рисунке 3.3.2 представлена разбивка ЖБ ТЭ на конечные элементы. Ось симметрии на линии 1-2 является опасным сечением, где находится максимальное значение момента.

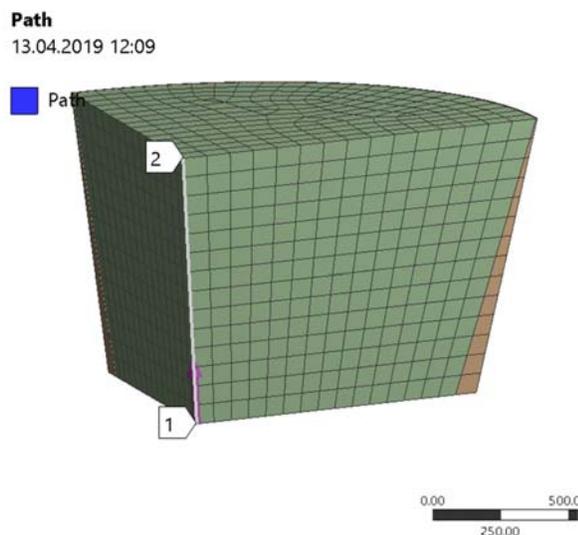


Рисунок 3.3.2 – Разбивка торцовых элементов на конечные элементы

На рисунке 3.3.3 представлены изополя радиальных (рис. 3.3.3а) и тангенциальных (рис. 3.3.3б) напряжений. где по знаку можно определить зоны растяжения и зоны сжатия. Таким образом, на рисунке 3.3.3а показаны кольцевые трещины, а на рисунке 3.3.3б - радиальные трещине.

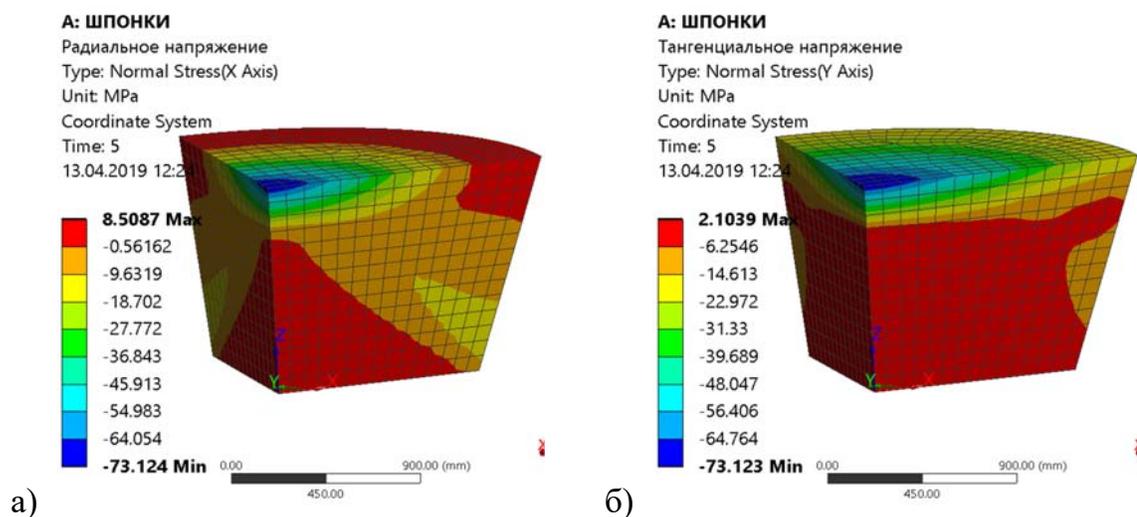


Рисунок 3.3.3 – Изополя радиальных и тангенциальных напряжений

На рисунке 3.3.4 представлены изополя вертикальных (рис. 3.3.4а) и касательных (рис. 3.3.4б) напряжений. На рисунке 3.3.4б по точкам

максимальных касательных напряжений можно производить необходимое армирование элемента с учетом его работы на срез.

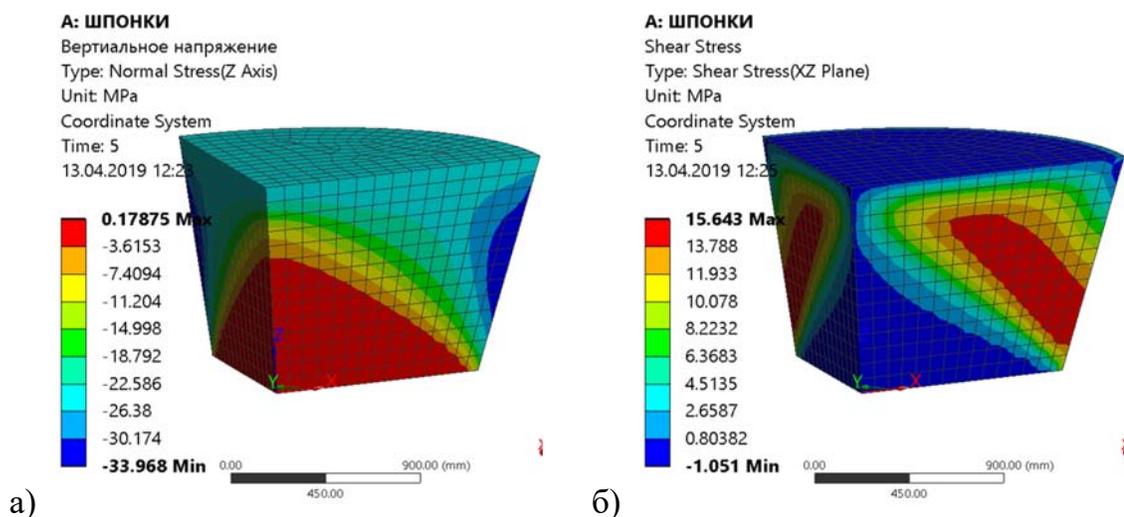


Рисунок 3.3.4 – Изополя вертикальных и поперечных напряжений

На рисунке 3.3.5 представлены направления главных напряжений. На рисунке 3.3.5а показаны зоны максимальными значениями главных напряжений в ЖБ ТЭ, где большие значения сконцентрированы в арматуре. На рисунке 3.3.6 представлены направления главных минимальных и средних напряжений в бетонной матрице.

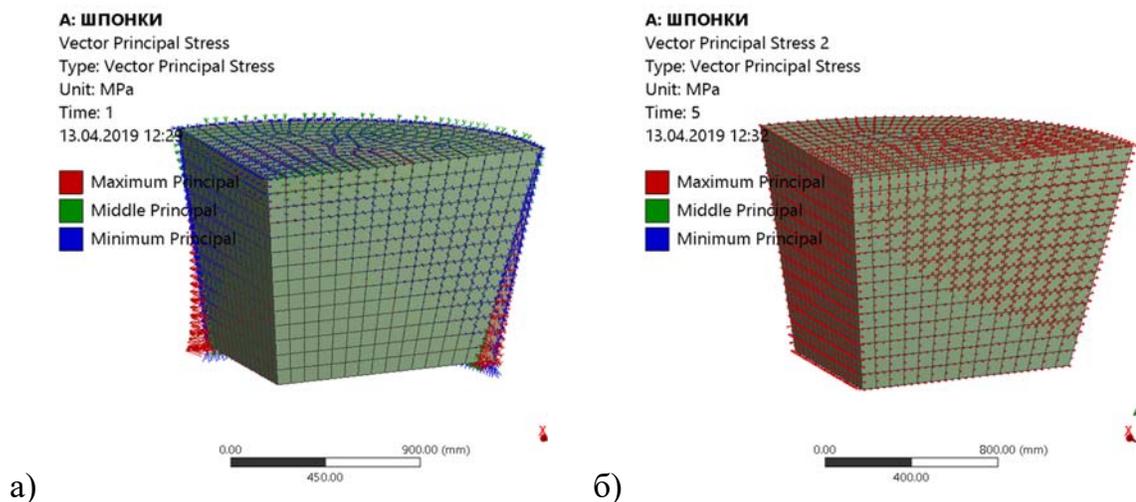


Рисунок 3.3.5 – Направление главных напряжений в ЖБ ТЭ

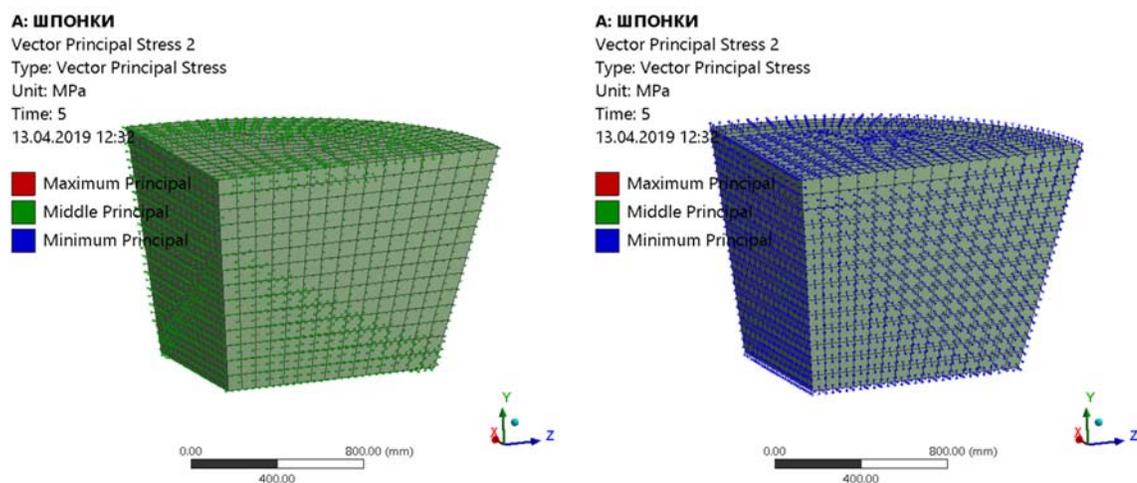


Рисунок 3.3.6 – Направление главных напряжений в ЖБ ТЭ

В таблице 3.3.1 представлены радиальные напряжения на оси симметрии в зависимости степени нагрузок, и на рисунке 3.3.7 показано график напряженных состояний зависимости нагрузок от расстояния 1-2 на оси симметрии.

Таблица 3.3.1 – Напряженное состояние в зависимости нагрузок от расстояния 1-2

Расстояние 1-2 [мм]	[A] 5 [МПа]	[B] 10 [МПа]	[C] 15 [МПа]	[D] 20 [МПа]	[E] 25 [МПа]
0	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43
100	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43
200	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43
300	1.42	1.42	1.41	1.41	1.42
400	1.40	1.40	1.39	1.39	1.40
500	1.38	1.37	1.36	1.36	1.37
600	1.18	1.32	1.30	1.30	1.31
700	-1.14	1.04	1.18	1.16	1.17
800	-4.34	-6.95	-7.78	-7.87	-7.11
900	-7.68	-15.85	-23.86	-36.60	-39.46
1000	-11.51	-25.98	-40.98	-66.63	-73.12

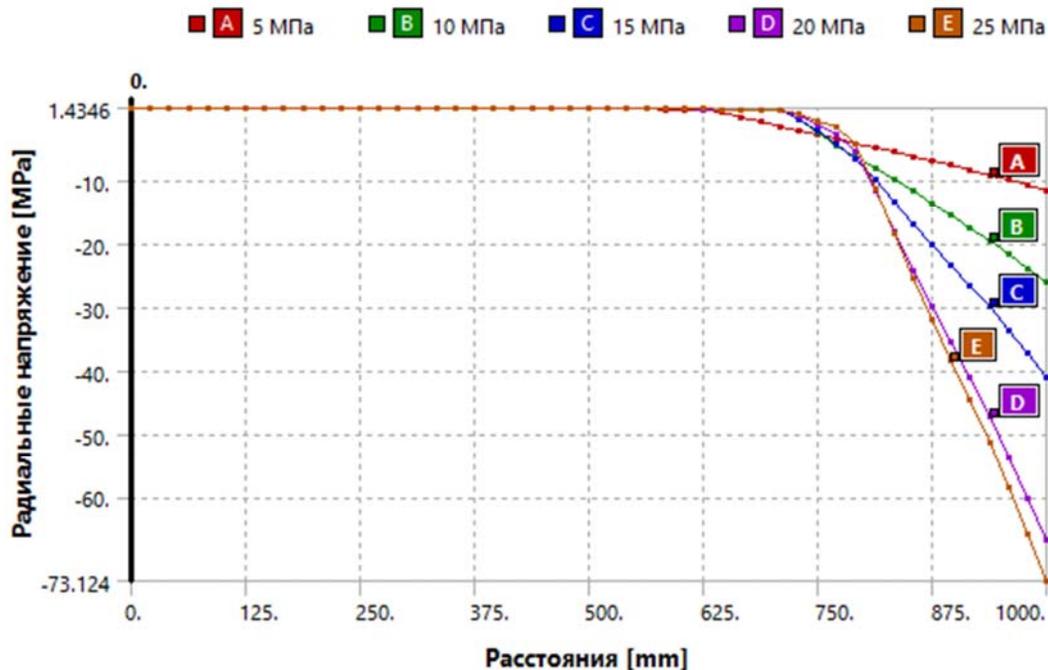


Рисунок 3.3.7 – График напряженных состояний по оси симметрии в зависимости от ступеней нагрузок

В таблице 3.3.2 и на рисунке 3.3.8 представлены вертикальные и радиальные напряжения в зависимости от расстояния на оси симметрии. В этом случае нагрузка берется аналитическим методом с использованием критерия Баландина.

Таблица 3.3.2 – Вертикальные и радиальные напряжения в зависимости от расстояния на оси симметрии

Расстояние 1-2 [мм]	[А] Радиальное напряжение [МПа]	[В] вертикальное напряжение [МПа]
0	1.43	0.00
100	1.43	-0.04
200	1.43	-0.14
300	1.42	-0.34
400	1.40	-0.69
500	1.37	-1.25
600	1.31	-2.41
700	1.17	-4.91
800	-7.11	-10.57
900	-39.46	-20.30
1000	-73.12	-25.38

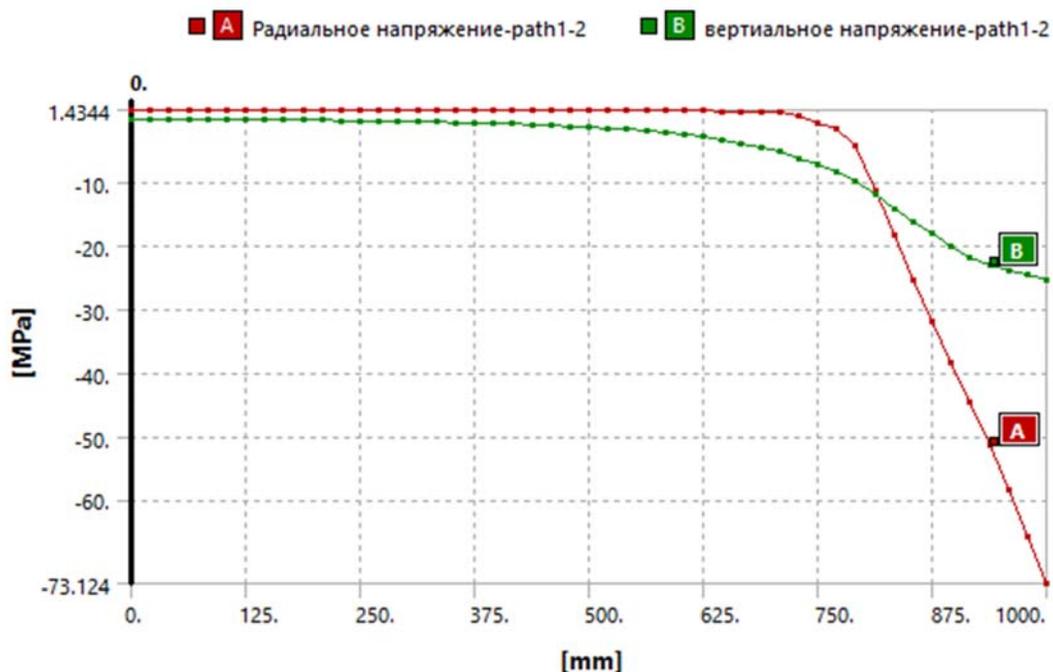


Рисунок 3.3.8 – График зависимости вертикальных и радиальных напряжений в зависимости от расстояния на оси симметрии ТЭ

3.3.2 Результаты численных расчетов торцовых элементов при возможной подвижке

3.3.2.1 Анализ 3D ¼ оригинальной модели ТЭ с возможной подвижкой

На рисунке 3.3.9 представлена ¼ 3D модель торцовых элементов, полученная из расчета на ANSYS и выполненная, согласно рисунка 3.2.2.

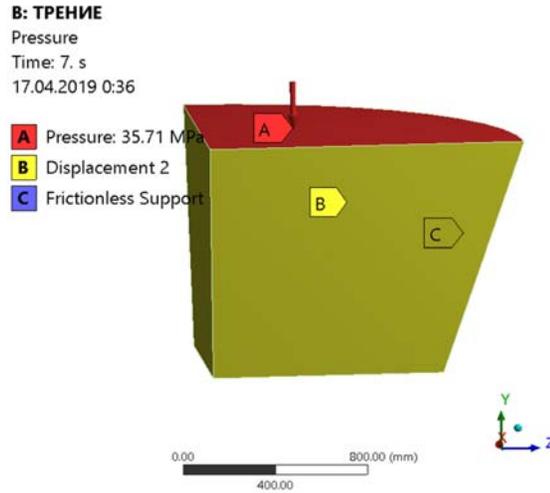


Рисунок 3.3.9 – Расчетная модель ТЭ в ansys

На рисунке 3.3.10 представлены оси координат и изополя радиальных и тангенциальных напряжений.

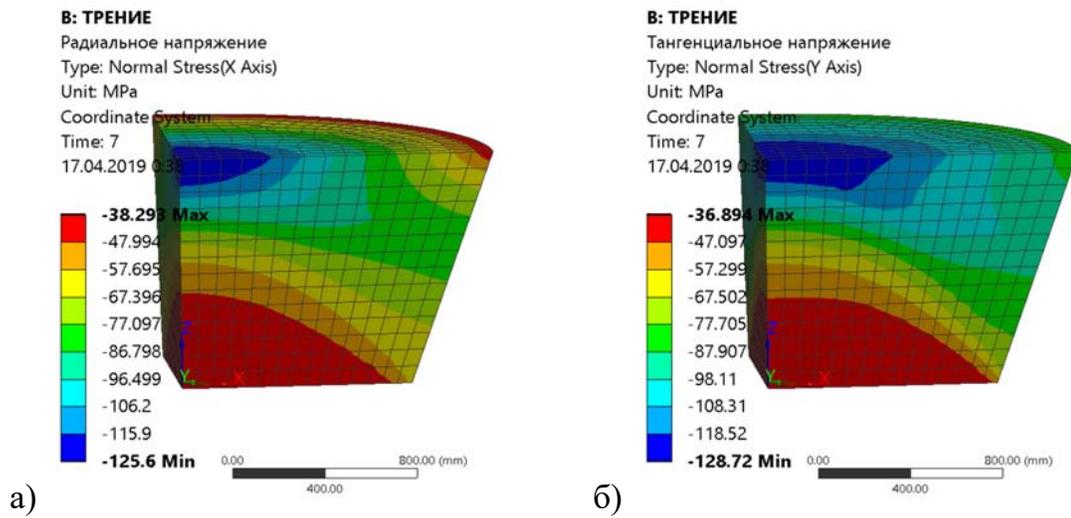


Рисунок 3.3.10 – Изополя напряжений: а) Радиальное, б) Тангенциальное

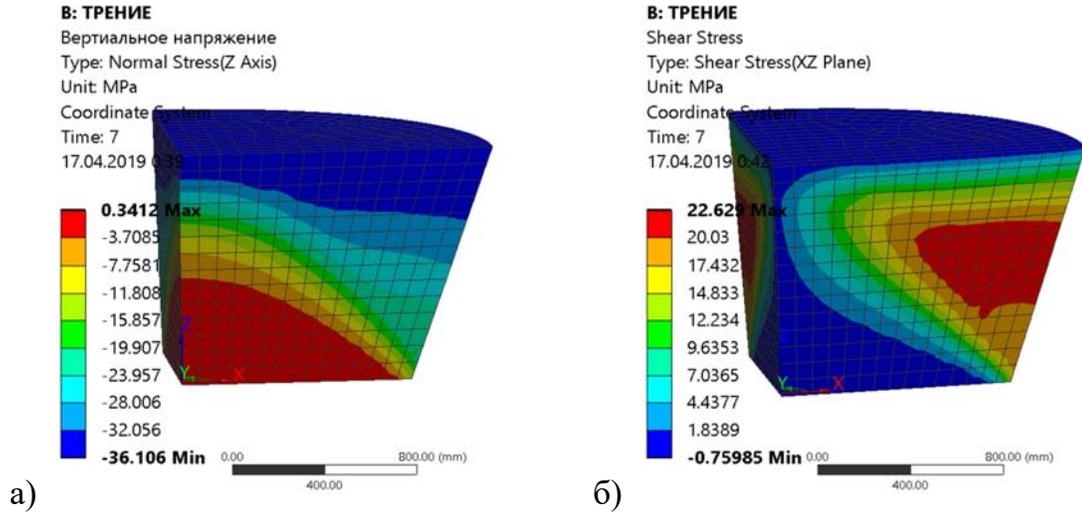


Рисунок 3.3.11 – Изополя напряжений: а) Вертикальное, б) касательное

На рисунке 3.3.11 представлены изополя вертикальных и касательных напряжений с использованием цилиндрических координат.

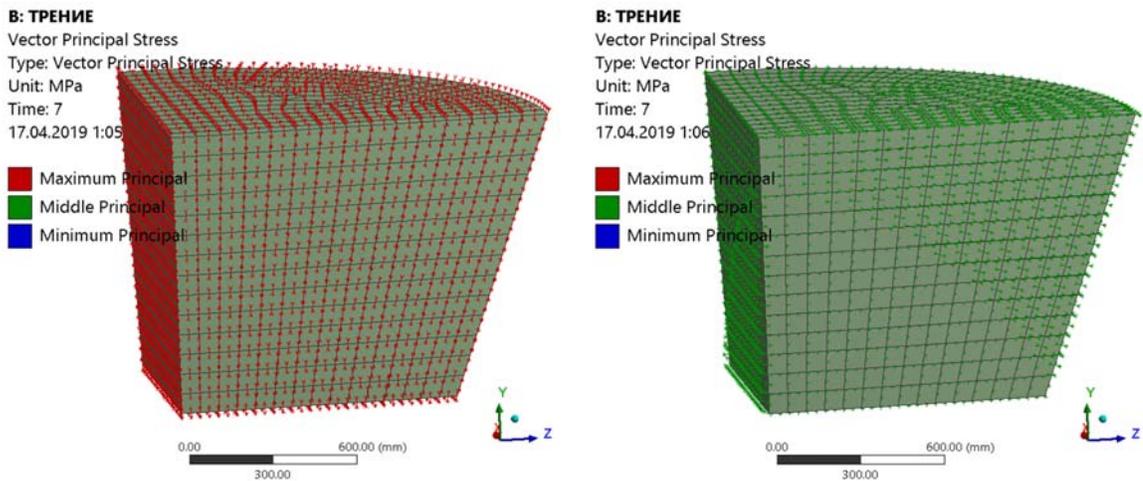


Рисунок 3.3.12 – Направление максимальных и средних главных напряжений

На рисунке 3.3.12 представлены направление максимальных и средних главных напряжений. Здесь, видно, что имеет место всестороннее сжатие.

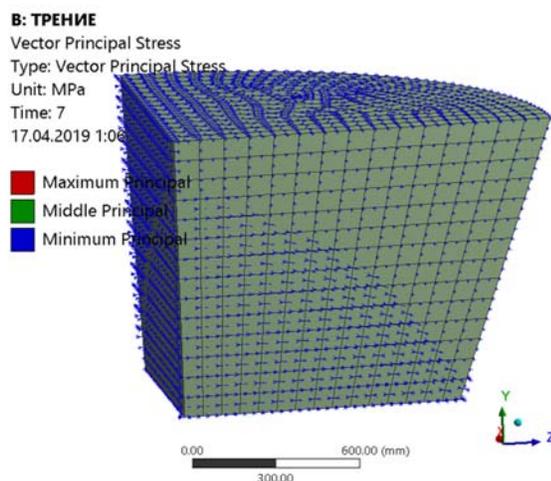


Рисунок 3.3.13 – Направление минимальных главных напряжений

В таблице 3.3.3 и на рисунке 3.3.14 представлены радиальные напряжения на оси симметрии в зависимости от величины нагрузок и показан график напряженных состояний. Заметим, что: нижняя область ТЭ работает при двухосном сжатии, а в верхние – при трехосном сжатии.

Таблица 3.3.3 – Радиальные напряжения на оси симметрии в зависимости нагрузки

Расстояние 1-2 [мм]	[B] 10 МПа	[C] 15 МПа	[D] 20 МПа	[E] 25 МПа	[F] 30 МПа	[G] 35.71 МПа
0	-16.57	-24.55	-31.40	-41.99	-42.00	-42.00
100	-18.43	-27.37	-35.31	-42.19	-42.21	-42.14
200	-19.82	-29.51	-38.33	-43.04	-42.91	-42.69
300	-20.77	-31.00	-40.58	-44.56	-44.42	-44.17
400	-21.39	-32.01	-42.25	-48.10	-47.29	-47.27
500	-21.84	-32.74	-43.58	-52.70	-52.50	-52.78
600	-22.23	-33.39	-44.75	-56.74	-62.51	-63.34
700	-22.70	-34.14	-46.06	-59.95	-76.93	-79.09
800	-23.40	-35.24	-47.81	-63.20	-83.16	-99.56
900	-24.47	-36.90	-50.35	-67.57	-87.49	-118.13
1000	-26.02	-39.30	-53.94	-73.96	-94.82	-125.60

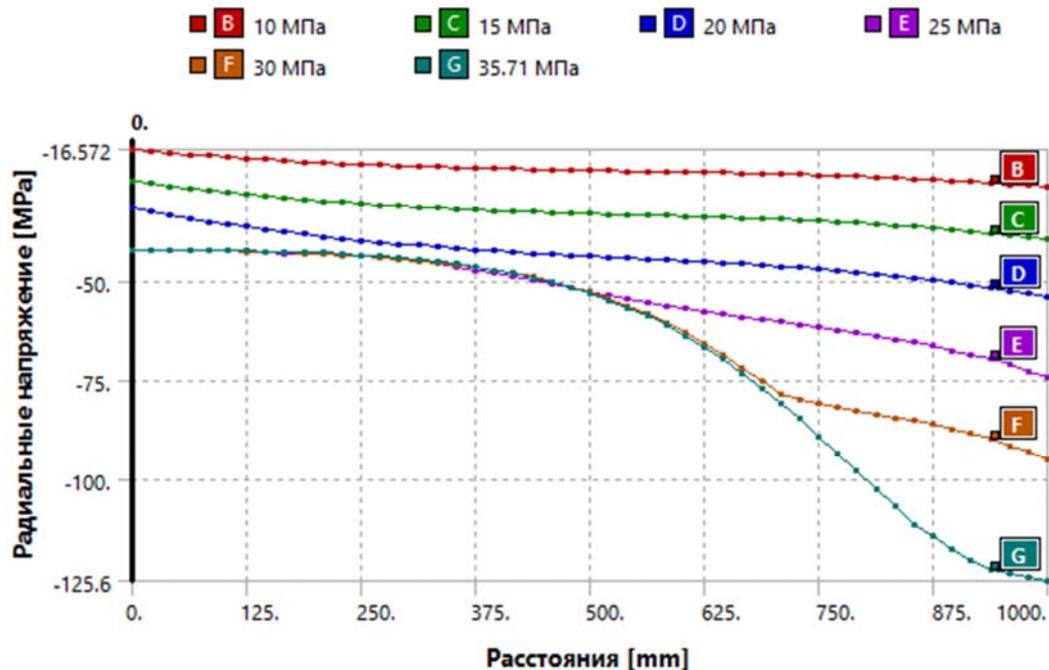


Рисунок 3.3.14 – График радиальных напряжений на оси симметрии в зависимости нагрузки

В таблице 3.3.4 и на рисунке 3.3.15 представлены вертикальные и радиальные напряжения в зависимости от расстояния на оси симметрии. В этом случае нагрузка берется аналитическим методом с использованием критерия Баландина.

Таблица 3.3.4 – Радиальные и вертикальные напряжения в зависимости от расстояния

Расстояние 1-2 [мм]	[А] Радиальное напряжение-[МПа]	[В] вертикальное напряжение-[МПа]
0	-42.00	0.00
100	-42.14	-0.06
200	-42.69	-0.30
300	-44.17	-0.92
400	-47.27	-2.25
500	-52.78	-4.60
600	-63.34	-9.11
700	-79.09	-15.84
800	-99.56	-24.57
900	-118.13	-32.48
1000	-125.60	-35.65

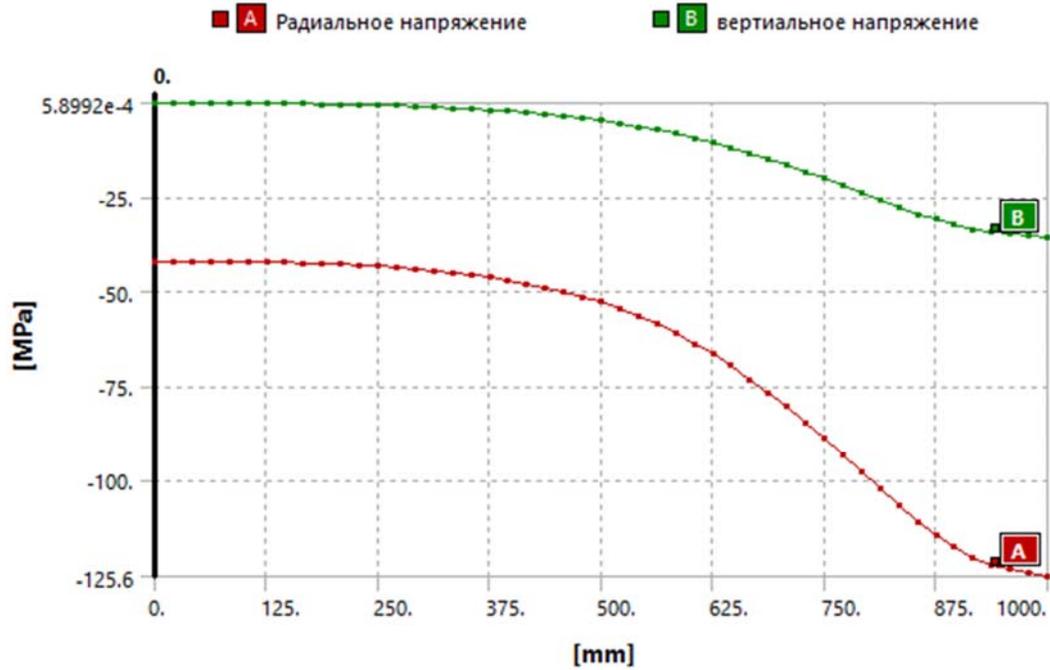


Рисунок 3.3.15 – График зависимости вертикальных и тангенциальных напряжений от расстояния

3.3.2.2 Анализ $\frac{1}{4}$ 3D модели сферического свода

На рисунке 3.3.16 представлена $\frac{1}{4}$ 3D модель, выполненная согласно рисунку 3.2.3

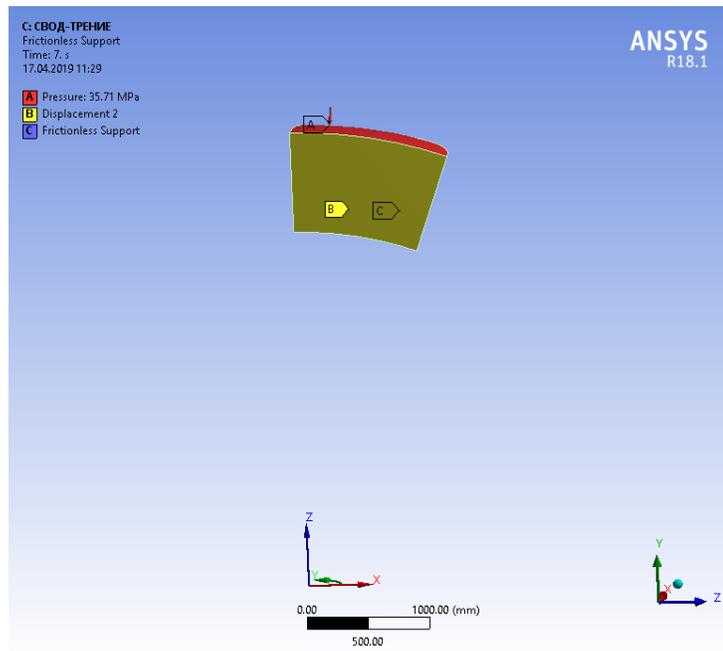


Рисунок 3.3.16 – Расчетная $\frac{1}{4}$ 3D модель ТЭ в ANSYS

На рисунках 3.3.17 и 3.3.18 представлены изополя напряжений ТЭ с возможной подвижкой.

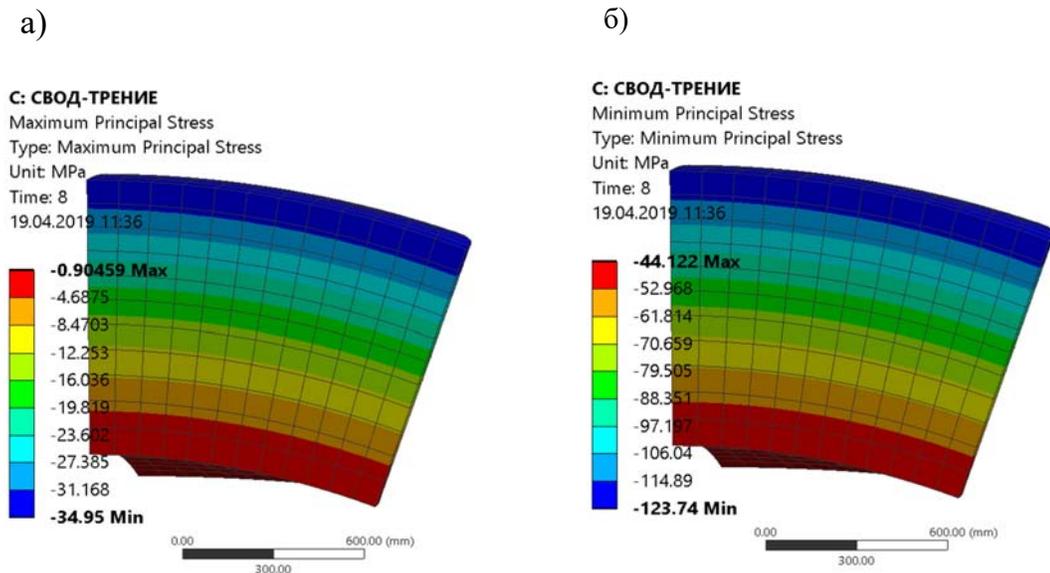


Рисунок 3.3.17 – Изополя напряжений: а) максимальное, б) минимальное

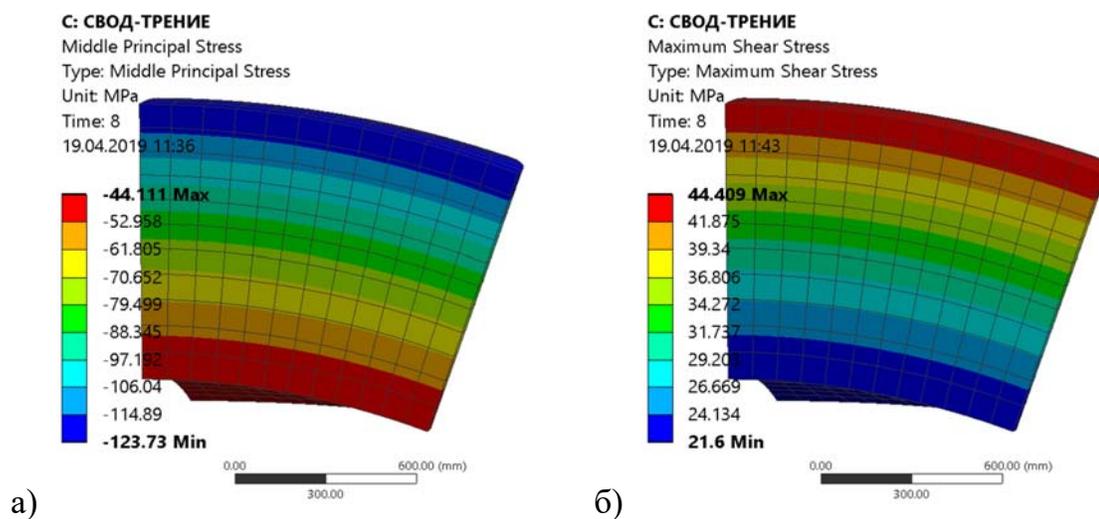


Рисунок 3.3.18 – Изополя напряжений: а) среднее, б) максимальное касательное

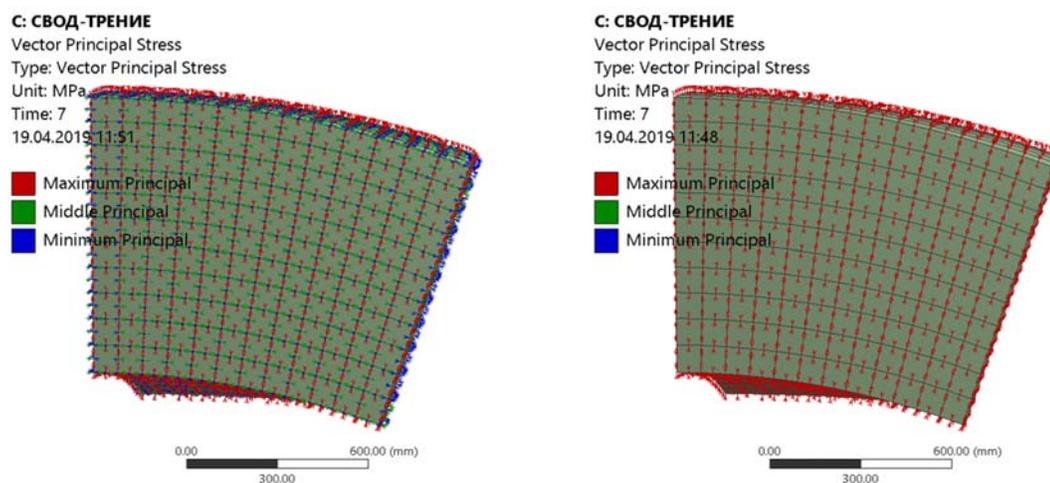


Рисунок 3.3.19 – Направление главных напряжений а) общее, б) максимальное
главное

На рисунках 3.3.19 и 3.3.20 представлены направления главных напряжений. Видно, что главных напряжений совпадают с радиальными и тангенциальными направлениями сферических координат.

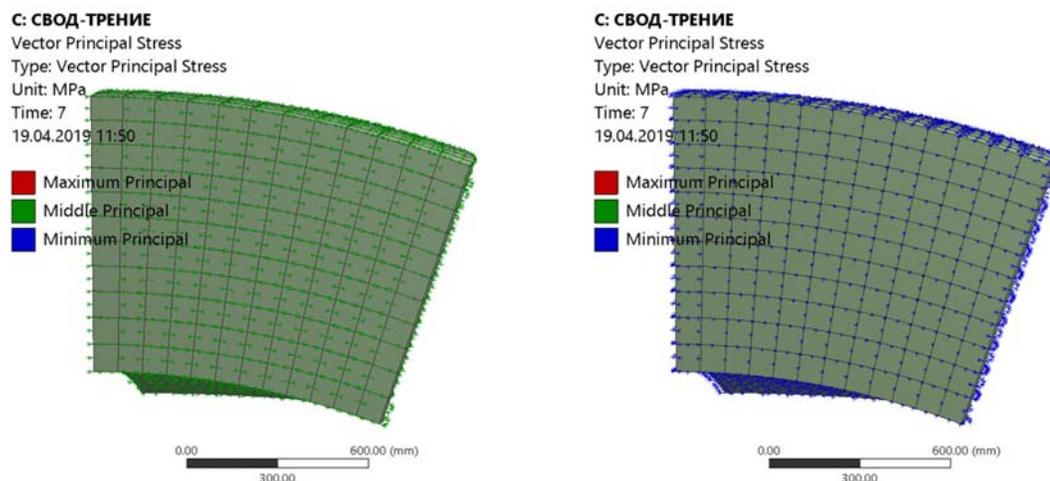


Рисунок 3.3.20 – направление главных напряжений: а) среднее, б) минимальное

В таблице 3.3.5 приводятся радиальные и тангенциальные напряжения в зависимости от расстояния на оси симметрии ТЭ, а на рисунке 3.3.21 результаты представлены графически.

Таблица 3.3.5 – Радиальные и тангенциальные напряжения в зависимости от расстояния на оси симметрии

Расстояние 1-2 (мм)	σ_r (МПа)#	σ_θ (МПа)
0.00	-0.91	-44.12
82.37	-3.23	-49.56
164.73	-6.35	-56.78
247.10	-9.63	-64.38
329.47	-13.01	-72.28
411.84	-16.49	-80.45
494.20	-20.09	-88.89
576.57	-23.80	-97.61
658.94	-27.64	-106.62
741.31	-31.61	-115.93
823.67	-34.91	-123.72

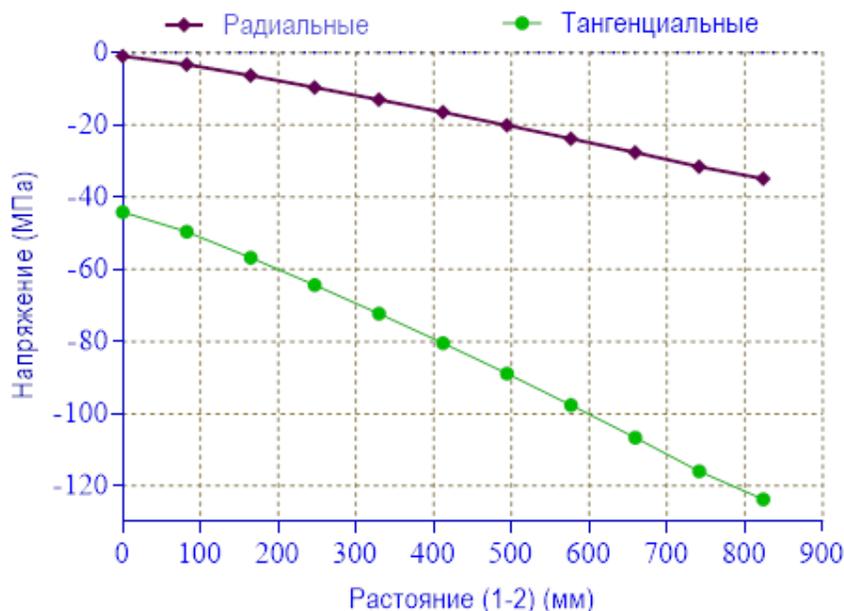


Рисунок 3.3.21 – График зависимости радиальных и тангенциальных напряжений от расстояния на оси симметрии ТЭ

3.4 Обоснование изгибного характера работы торцовых элементов на шпонках

В первой главе приводятся экспериментальные доказательства [42, 43], подтверждающие существование изгибного характера работы торцовых элементов, сопряженных с несущей стенкой на шпонках.

В связи с этим автором были выполнены численные эксперименты на оригинальном опытном образце КВД с такими же исходными данными (внутренне давление, геометрические размеры, материалы), какими были при испытаниях. Цель численного эксперимента – выявить адекватность принятой расчетной схемы, построенной с учетом пластического характера поведения бетона торцового элемента и установить согласие опытных и теоретических параметров.

Численный расчет выполняется на программном комплексе «ANSYS» методом конечных элементов на базе критерия Друкера-Прагера. В силу симметрии конструкции КВД в качестве расчетной схемы исследуемого элемента рассматривается его 1/4 часть. ТАЦ рассматривается как сплошной

ортотропный материал: $E_r = 35000$ МПа, $E_z = 14000$ МПа, $E_\theta = 20000$ МПа, $G_{rz} = 10000$ МПа, $\nu = 0.1$ [43]. Упругие характеристики материала днища принимается как для сплошного материала с изотропными свойствами и в соответствии маркой бетона имеем: $E_b = 3.6 \cdot 10^4$ МПа, $G_b = 1.5 \cdot 10^4$ МПа, $\nu = 0.16$ [103]. Материал металлической опалубки с расчетным сопротивлением $R_s = 500$ МПа [104].

Моделирование шпоночного сопряжения днищ со стенками КВД осуществляется по конструктивной схеме, предложенной В. М. Бурцевым [67, 68] с введением специального ортотропного слоя конечной толщины, расположенного в днище. Модуль упругости этого слоя в вертикальном направлении равен модулю упругости материала днища, а в радиальном и тангенциальном направлении принимается в 35 раз меньше [43, 45].

На рисунке 3.4.1 представлены исходные геометрические размеры опытного образца и изополя радиальных напряжений по результатам численных расчетов.

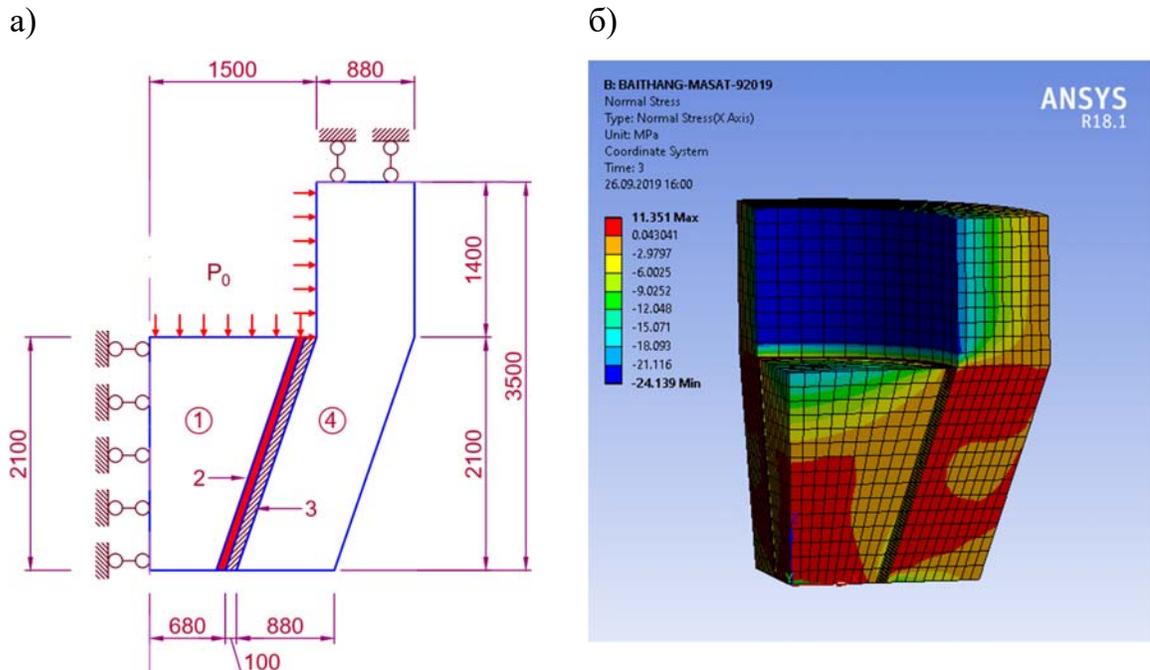


Рисунок 3.4.1 – Расчетная схема и изополя радиальных напряжений в $\frac{1}{4}$ модели КВД: а) геометрические размеры опытного образца [43]; б) результат численного расчета

На рисунке 3.4.2 представлен результаты численного расчета.

Численный максимальный прогиб ТЭ составляет $f = 1.76 - 0.38 = 1.38$ мм (см. рис. 3.4.2).

Экспериментальное значение прогиба составляет $f_{\text{exp}} = 1.27$ мм (см. рис. 1.4.6).

Таким образом, по полученным близким значениям прогиба, экспериментального и численного исследований можно констатировать о существовании изгибного характера торцовых элементов.

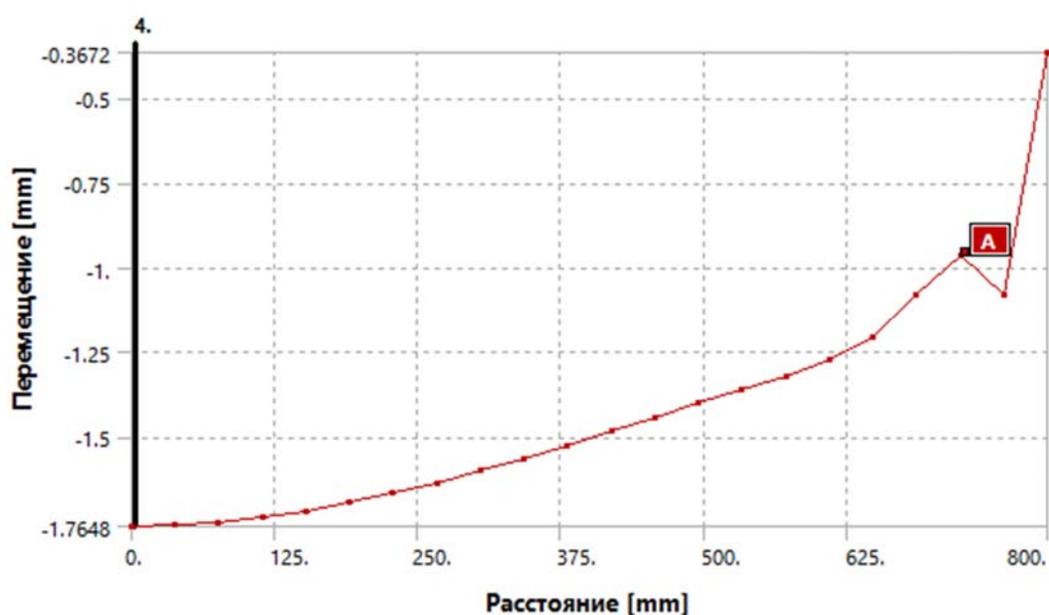


Рисунок 3.4.2 – График прогибов на нижней поверхности торцевого элемента

ВЫВОДЫ ПО ТРЕТЬЕЙ ГЛАВЕ

Анализируя численные результаты проведенных исследований можно отметить следующее:

1. С использованием МКЭ в рамках программного комплекса ANSYS на базе критерия Друкера-Прагера разработаны оригинальные расчетные схемы, характеризующие поведение ТЭ в зависимости от наличия или отсутствия шпонок.

2. Обнаружено, что при шпоночном сопряжении высота сжатой зоны по мере увеличения нагрузки меняется не существенно.

3. Расчеты, выполненные с учетом несъемной металлической опалубки, свидетельствуют о появлении повышенных напряжений на участке опалубки вблизи нижнего ее торца.

4. На основе численного метода с использованием программного комплекса ANSYS разработана методика получения направления главных максимальных напряжений. Полученный результат позволяет уже на этом этапе исследований определяться с принципом армирования, согласующимся с траекториями главных растягивающих напряжений.

5. В таблице 3.3.3. и на рисунке 3.3.14 представлены результаты численных расчетов ТЭ с возможной подвижкой, где, как и ожидалось, высота сжатой зоны практически равняется высоте элемента, то есть в случае с подвижкой ТЭ оказывается практически целиком сжатым.

6. Для эффективного расчета ТЭ с подвижкой рекомендуется расчетная схема на рисунке 3.2.3 в виде сферического свода, свободно опертого на наклонную поверхность.

7. Сравнение опытных и расчетных значений вертикальных перемещений по оси симметрии торцового элемента, свидетельствующих о наличии изгибного характера, обнаружили удовлетворительное согласие, что находит косвенное подтверждение адекватности расчетных моделей.

ГЛАВА 4 АНАЛИЗ И СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ АНАЛИТИЧЕСКИХ И ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА

Выше показано, что в торцовых элементах со шпонками есть характерные и для балочных элементов растянутая и сжатая зоны [41, 43]. Когда элементы работают по балочной схеме, возникает необходимость армирование их растянутой зоны. Аналитическое и численное решения получены в рамках цилиндрической системе координат.

В варианте торцовых элементов при гладком сопряжении и достаточно высокой жесткости несущей стенки из ТАЦ наблюдается работа ТЭ на подобие «пробки». Другими словами, конструкция работает в условиях всестороннего сжатия. При этом в аналитическом методе расчета используется сферическая система, а численные решения реализованы в рамках цилиндрической системы координат.

Во второй и третьей главах разработаны аналитический и численный методы расчета НС и предельной нагрузки в зависимости от специфики сопряжения ТЭ и стенок из ТАЦ для наиболее рационального соотношения $\frac{d}{h}$, а также с учетом влияния трехосного сжатия на предел прочности бетона в этих условиях.

4.1 Сравнение результатов расчета напряженного состояния ЖБ ТЭ со шпонками

Ниже в табличной форме и в графическом представлении приводятся данные, полученные в диссертации в аналитическом и численном виде. В таблице 4.1.1 и на рисунке 4.1.1 представлено сравнение численных значений радиальных напряжений, полученных из пунктов 2.3.1 и 3.3.1. Приведенные результаты свидетельствуют об удовлетворительном согласии обоих методов в части определения величины предельной нагрузки. Заметим здесь, что

решения обоих методов позволяют учитывать переменность предельного значения прочности бетона с учетом трехосного сжатия.

Таблица 4.1.1 – Радиальные напряжения в зависимости от расстояния на оси симметрии

Расстояние 1-2 [мм]	Напряжение	
	ANSYS [МПа]	АНАЛИТ [МПа]
0	1.43	0
100	1.43	0
200	1.43	0
300	1.42	0
400	1.40	0
500	1.36	0
600	1.30	0
700	1.16	0
800	-7.78	-
900	-37.15	-
1000	-67.82	-87.86

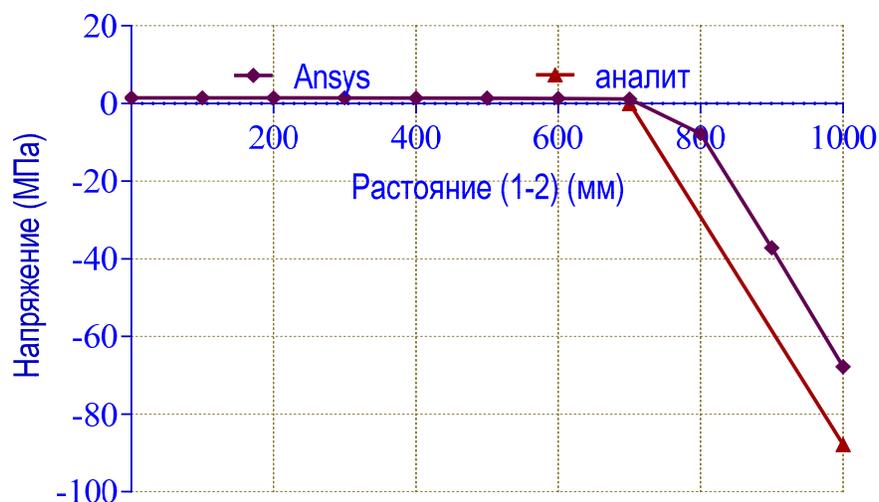


Рисунок 4.1.1 – График зависимости радиальных напряжений от расстояния на оси симметрии ЖБ ТЭ

Здесь расхождения в данных, полученных аналитическим и численным методами могут, по нашему мнению, объясняться тем, что аналитическое решение построено без учета работы бетона на растяжение, в то время как

численный метод позволяет автоматически «подробнее» подойти к оценке роли бетона, работающего в растянутой зоне.

Возможны, вероятно, имеют место и другие причины, которые здесь не обсуждаем.

4.2 Сравнение результатов напряженного состояния ТЭ при гладком сопряжении (отсутствии шпонок)

В аналитическом методе используются сферические координаты r, θ, φ (см глава 2), а в численном - цилиндрические r, θ, z (см глава 3). Заметим, что в данном случае на оси симметрии оси r и z совпадают.

4.2.1 Сравнение напряжений вертикального направления в цилиндрической системе координат

В таблице 4.2.1 представлены результаты расчета вертикальных напряжений для торцовых элементов с подвижкой, полученные с помощью критерия прочности бетона Баландина и критерия Друкера – Прагера.

Таблица 4.2.1 – Вертикальные напряжения на оси симметрии

Расстояние 1-2 (ММ)	аналит	ANSYS
0.	-0	-0.91
91.519	-3.53	-3.57
183.04	-7.22	-7.07
274.56	-11.04	-10.75
366.08	-14.98	-14.54
457.6	-19	-18.47
549.12	-23.09	-22.55
640.63	-27.25	-26.78
732.15	-31.46	-31.16
823.67	-35.71	-34.91

На рисунке 4.2.1 представлен график вертикальных напряжений, полученных обоими методами.

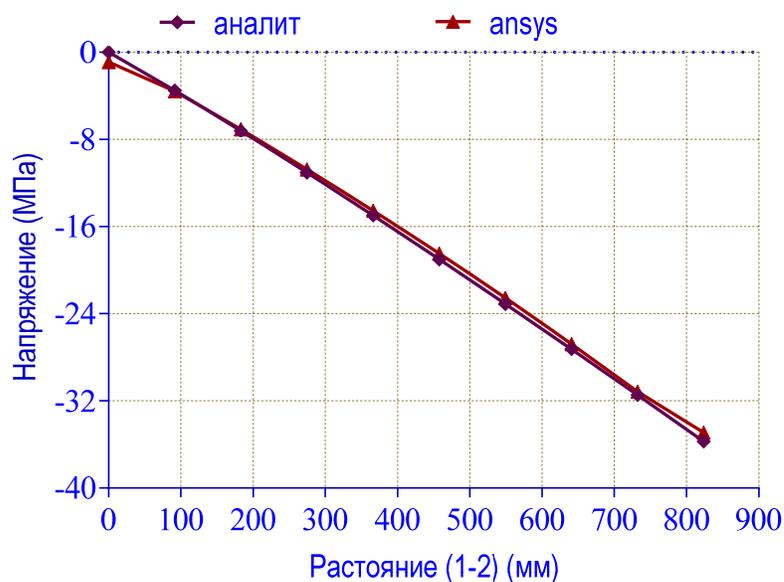


Рисунок 4.2.1 – График вертикальных напряжений, полученный обоими методами

4.2.2 Сравнение напряжений радиального направления в системе цилиндрической координат

В таблице 4.2.2 представлены результаты радиальных напряжений на оси симметрии для торцовых элементов с возможной подвижкой, полученные с помощью критерия прочности бетона Баландина и критерия Друкера – Прагера.

Таблица 4.2.2 – Радиальные напряжения на оси симметрии

Расстояние 1-2 (ММ)	аналит	ANSYS
0.	-54.91	-44.12
91.519	-63.13	-50.35
183.04	-71.1	-58.45
274.56	-78.88	-66.98
366.08	-86.52	-75.86
457.6	-94.04	-85.09
549.12	-101.45	-94.67
640.63	-108.77	-104.60
732.15	-116.01	-114.89
823.67	-123.16	-123.72

На рисунке 4.2.2 представлен график радиальных напряжений для обоих методов.

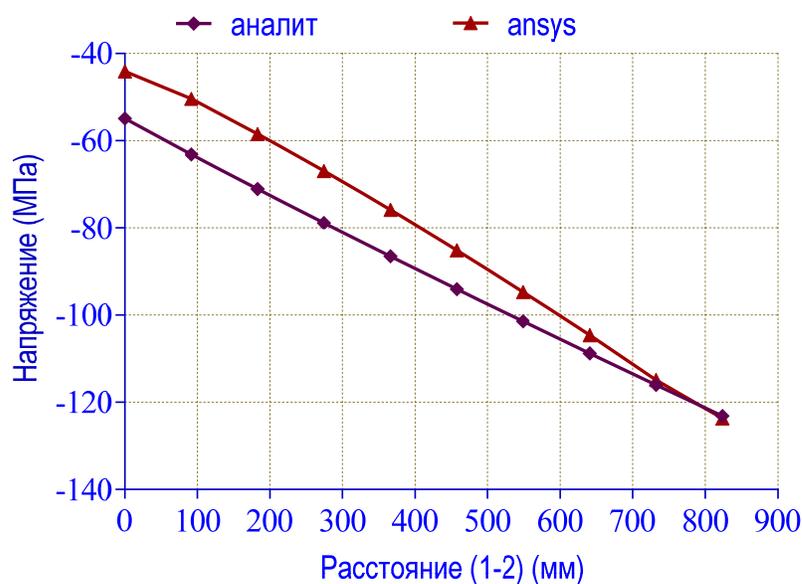


Рисунок 4.2.2 – График радиальных напряжений, полученный обоими методами

В таблице 4.2.3 представлены результаты аналитического и численного методов расчета торцовых элементов для обоих методов, которые удовлетворительно согласуются друг с другом.

Таблица 4.2.3 – Сравнение результатов аналитического и численного методов расчета

Метод расчета	Сравнение	Критерий	Прочность P_0 (МПа)	σ_{\max} (МПа)
Аналит	На шпонках	Баландина	23.37	87.86
		Рихарда	30.08	149.33
	С подвижкой	Баландина	35.71	123.16
		Рихарда	25.16	122.65
ANSYS	На шпонках	Друкера-Прагера	25.38	73.12
	С подвижкой	Друкера-Прагера	35.71	125.60

ВЫВОДЫ ПО ЧЕВЕРТОЙ ГЛАВЕ

Сопоставляя результаты аналитического и численного методов, проведенных исследований, можно отметить следующее:

1. Для ЖБ ТЭ со шпонками, численные значения аналитического и численного методов достаточно близки (радиальные и тангентиальные напряжения), разхождение составляет 23%.

2. Результаты расчетов аналитическим и численным методами, приведённые в диссертации в части, касающейся определения высоты сжатой зоны и вертикальных напряжений, дают весьма близкие результаты. Так, расхождения в результатах определения высоты сжатой зоны и параметров, напряженных состоянии, не превысили 1%. Полученные расхождения характерны как для шпоночного сопряжения, так и в варианте со скольжением.

3. Расхождения в значениях тангенциальных напряжений, полученных аналитическими и численными методами, для обоих вариантов сопряжения в отдельных участках конструкций достигают порядка 20 процентов.

4. Различие значений тангенциальных напряжений в варианте сопряжения со шпонками в отдельных местах достигают 23% (см Рис 4.1.1).

5. Различие тангенциальных напряжений в варианте сопряжения с подвижкой составляет максимум 20% (см Рис 4.2.2), однако качественные расхождения не наблюдаются. Количественные расхождения, по-видимому, обусловлены погрешностями расчетной схемы, которые наблюдаются в большей степени в зонах приложения внешней нагрузки.

6. Полученные результаты подтверждают возможность и целесообразность использования программы ANSYS в сочетании с критерием Друкера – Прагера, в том числе для $\frac{1}{4}$ 3D модели

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Анализируя результаты, проведенных исследований, можно сделать следующие выводы:

1. Установлено, что при шпоночном соединении ТЭ с несущей стенкой обязательно применение арматуры, так как элементы работают по схеме качественно аналогично элементам коротких балок, испытывающим изгиб и срез. В случае без шпоночного сопряжения, элементы оказываются целиком сжатыми, при этом характерно работа элементов на подобие «пробки», и нет необходимости их армирования.

2. Известно, что ТЭ КВД и нагрузки, действующие на них, обладают осевой симметрией и поэтому при аналитических и численных исследованиях задача по оценке НДС может рассматриваться в рамках осесимметричной задачи. Обнаружено, что прочность ТЭ со шпонками и без таковых зависит от многих факторов: прочностные свойства материалов, геометрические параметры, процент армирования, жесткость несущей силовой стенки.

3. В общем случае ЖБ ТЭ со шпонками, то есть при наличии арматуры и в зависимости от геометрии «пробки», может возникать два опасных сечения, которые обуславливают возможность разрушения от среза в сечении 1-1 и от изгиба по сечению 2-2 (1-1, 2-2 см. рис. 2.1.7). В этой связи, предельное состояние ЖБ ТЭ наступает в одном из двух сечениях, при этом в стадии проектировании важно ограничиться с несущей способности того сечения, у которого прочность ниже.

4. Результаты аналитических расчетов (см. табл. 2.3.1, 2.3.2, 2.3.3 и 2.3.4) показывают, что с увеличением величины отношения d/h уменьшается прочность (предельная нагрузка) расчетных сечений (1-1, 2-2). Оптимальное отношение параметров обнаруживается при $d/h = 2$, при этом прочность обоих расчетных сечений (1-1, 2-2) почти одинаковы.

5. В бетонных ТЭ без шпонок характерно появление сферического свода, и для расчета могут быть использованы уравнение теории упругости в

сферических координатах, а в качестве критерия прочности бетона рекомендуются критерии Баландина, либо Рихарда-Бранцага-Брауна, которые удовлетворительно согласуются с опытными данными, выполненными другими авторами.

6. В осесимметричных конструкциях толстых плит, оснащенных шпонками, с увеличением нагрузки высота сжатой зоны на оси симметрии элемента, меняется не существенно. В этом случае в средней части нижней поверхности плиты и в верхних угловых зонах возникают растягивающие напряжения.

7. Для ТЭ характерна расчетная схема, аналогичная свободно лежащей на двух опорах балки. При этом установлено, что поведение ЖБ ТЭ со шпонками практически не влияет на напряженное состояние несущей стенки в горизонтальном направлении. В этом случае нет необходимости наращивания толщины несущей силовой стенки из ТАЦ с целью увеличения несущей способности стенки. В случае же без шпонок необходима высокая жесткость несущей силовой стенки из ТАЦ. Для этого может потребоваться достаточно жесткая несущая стенка, либо требуется усиление несущей стенки вблизи торца с помощью специального устройства типа «бандажа».

8. Численный эксперимент, выполненный в диссертации на базе критерия прочности бетона Друкера – Прагера в рамках программного комплекса ANSYS, обнаружил удовлетворительное согласие полученных результатов с данными аналитического расчета на базе критерия Баландина.

9. Выполненные в диссертации исследования не исчерпывают всех проблем при создании надежных КВД со стенами из ТАЦ и торцовыми элементами наподобие пробок, однако уже на данном этапе исследований полученные теоретические результаты дают возможность определиться с габаритами и геометрией торцовых элементов, а также с выбором варианта сопряжения стенок и днищ на стадиях эскизного и технического проектов. Дальнейшие исследования, по нашему мнению, целесообразно направить на решение вопросов оптимизации конструктивных решений торцовых

элементов, в том числе с учетом использования фибрового и (или) регулярного армирования, что при наличии технологических проходок, устраиваемых в днищах, будет необходимым.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ:

1. Андреев В.И., Потехин И.А. Оптимизация по прочности толстостенных оболочек / В.И. Андреев, И.А. Потехин, Москва: МГСУ, 2011. 86 с.
2. Армиев В.Г., Богопольский В.Г., Кириллов А.П. К вопросу о проектировании и расчете железобетонных корпусов реакторов // Энергетическое строительство. 1980. № 8. С. 56–60.
3. Балан Т.А. Инкрементальная модель деформирования бетона и железобетона в условиях многоосного нагружения и ее реализация в численных методах расчета железобетонных конструкций на статические и динамические воздействия: дис. ... докт. техн. наук. / Т.А. Балан, Москва: НИИЖБ, 1987. 305 с.
4. Басов К.А., Красковского Д.Г. ANSYS в примерах и задачах / К.А. Басов, Д.Г. Красковского, Москва: КомпьютерПресс, 2002. 224 с.
5. Бахант Э. Эндохронная теория неупругости инкрементальная теория пластичности // Механика деформируемых твердых тел. Направление развития. 1983. С. 189–329.
6. Белов В.В. Железобетонные резервуары давления с внешним листовым армированием, нелинейное деформирование при силовых и температурных воздействиях: дис. ... канд. техн. наук. / В.В. Белов, Ленинград: ЛПИ, 1988. 206 с.
7. Бенерджи П., Баттерфилд Р. Метод граничных элементов в прикладных: Пер. с англ. / П. Бенерджи, Р. Баттерфилд, М.: Мир, 1981. 80–86 с.
8. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я. Берг, Москва: Госстройиздат, 1961. 96 с.
9. Бондаренко В.М. [и др.]. Некоторые фундаментальные вопросы развития теории железобетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2010. № 2. С. 5–11.

10. Бондаренко В.М., Бондаренко С.М. Инженерный методы нелинейной теорий железобетона / В.М. Бондаренко, С.М. Бондаренко, Москва: Стройиздат, 1982. 287 с.

11. Бондаренко С.В., Бондаренко В.М. Теория сопротивления строительных конструкций режимным нагружением / С.В. Бондаренко, В.М. Бондаренко, Москва: Стройиздат, 1982. 287 с.

12. Бордер Д.А. [и др.]. Тепловыделение в экранах и корпусах реакторов / Д.А. Бордер, А.П. Комдрашов, В.А. Наумов, К.К. Понков, А.Б. Турусов, В сб.: «Вопросы физики защиты реакторов»: Госатомиздат, 1966. 221 с.

13. Васильев П.И., Белов В.В., Пересыпкин С.Е. Деформирование системы бетонных блоков при совместном действии M, N и Q (плоская задача) // Совершенствование новых типов железобетонных конструкций. 1993. № 2. С. 37–43.

14. Верховкер Г.П., Кравченко В.П., Дубковского В.А. Метод граничных элементов в прикладных науках / Г.П. Верховкер, В.П. Кравченко, В.А. Дубковского, Рекомендовано МОН Украины. - Одесса: ТЕС, 2008. 409 с.

15. Вовкушевский А.В., Шойхет Б.А. Расчет массивных гидротехнических сооружений с учетом раскрытия швов / А.В. Вовкушевский, Б.А. Шойхет, М.: Энергия, 1981. 136 с.

16. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин, М.: Стройиздат, 1974. 316 с.

17. Демьянов А.И., Колчунов В.И., Покусаев А.А. Экспериментальные исследования деформирования железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 6. С. 37–44.

18. Дубровский В.Б., Жолдак Г.И., Кореневский В.В. Испытание модели тепловой защиты ядерного реактора из обычного бетона // Материалы и конструкции защит ядерных установок. 1972. № 99. С. 25–29.

19. Дубровский В.Б., Лавданский П.А., Енговатов И.А. Строительство атомных электростанций / В.Б. Дубровский, П.А. Лавданский, И.А. Енговатов, Москва: Строительство атомных электростанций, 2010. 368 с.

20. Енговатов И.А. Материалы и конструкции радиационной защиты реакторов и технологического оборудования в проблеме снятия с эксплуатации ядерных энергетических установок: дис. ... докт. техн. наук. / И.А. Енговатов, Москва: Год издания, 1966. 320 с.

21. Зайцев Ю.В., Леонович С.Н., Шнайдер У. Структура, прочность и механика разрушения бетонов при двухосном и трехосном сжатии / Ю.В. Зайцев, С.Н. Леонович, У. Шнайдер, Минск: БНТУ, 2011. 382 с.

22. Здоренко В.С. Расчет железобетонных конструкций с учетом образования трещин МКЭ // Сопротивление материалов и теория сооружений. 1979. № 32. С. 102–106.

23. Зеленкова М.С. Россия предлагает Вьетнаму комплексную помощь в развитии атомной энергетики. Строительство АЭС «Ниньтхуан-1» – приоритетное направление сотрудничества // Проблемы национальной стратегии [Электронный ресурс]. URL: <https://riss.ru/analitycs/30693/>.

24. Каренов Р.С. Современное состояние и будущее атомной энергетики в мире и Казахстане // Вестник карагандинского университета. 2016. № 1 (86). С. 9–20.

25. Карпенко Н.И. К построению общей ортотропной модели деформирования бетона // Строительная механика и расчет сооружений. 1987. № 2. С. 31–36.

26. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко, Москва: Стройиздат, 1996. 416 с.

27. Карпенко Н.И., Круглов В.М. Критерии деформирования и прочности бетона различных видах сложного напряженного состояния // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. ПРЕДСО-90. 1991. № 1 (4). С. 223–237.

28. Кириллов А.П. Железобетонные корпуса ядерных реакторов / А.П. Кириллов, Москва: Энергоатомиздат, 1988. 204 с.

29. Кириллов А.П., Николаев Ю.Б., Богопольский В.Г. Корпусов высокого давления из предварительно-напряженного железобетона (Обзорная информация) // Атомные электростанции, вып.1. 1986. № 3. С. 116–120.

30. Клованич С.Ф. Расчет железобетонных конструкций на силовые и температурные воздействия с учетом физической нелинейности и анизотропии материала: автореф. дис. ... канд. техн. наук / С.Ф. Клованич, дис. ... канд. техн. наук., М.: НИИЖБ, 1980. 21 с.

31. Колчунов В.И., Сальников А.С. Экспериментальные исследования трещинообразования железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 24–32.

32. Комаровский А.Н. Предварительно-напряженный железобетон в строительстве ядерных установок / А.Н. Комаровский, Москва: Атомиздат, 1968. 210 с.

33. Комаровский А.Н. Строительство ядерных установок / А.Н. Комаровский, Москва: Атомиздат, 1969. 320 с.

34. Круглов В.М., Донец А.Н., Тихомиров С.А. Построение физических соотношений бетона на основе теории пластического течения // Вопросы проектирования, строительства и эксплуатации искусственных сооружений на железных дорогах. 1986. С. 47–53.

35. Лейтес Е.С. Вариант теории пластического течения бетона // Строительная механика и расчет сооружений. 1978. № 3. С. 34–37.

36. Лейтес Е.С. К построению теории деформирования бетона, учитывающей нисходящую ветвь диаграммы деформаций материала // Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. 1982. С. 24–32.

37. Маилян Р.Л., Маилян Д.Р., Веселев Ю.А. Строительные конструкции: Учебное пособие / Р.Л. Маилян, Д.Р. Маилян, Ю.А. Веселев, Изд.2-е -Ростов н/Д: Феникс, 2005. 880 с.

38. Малашкин Ю.Н., Безгодков И.М. Исследование длительной прочности и деформативности бетона при одно-, двух- и трехосном сжатии // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. ПРЕДСО-86. - Л.: Энергоатомиздат. 1987. С. 216–219.

39. Малашкин Ю.Н., Безгодков И.М. Влияние длительности нарушения одно-, двух-, и трехосным сжатием на прочностные и деформативные характеристики бетона при кратковременном сжатии // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. ПРЕДСО-90. - Л.: Энергоатомиздат. 1991. С. 223–237.

40. Митенков Ф.М. Реакторы на быстрых нейтронах и их роль в становлении «большой» атомной энергетики // Экономические стратегии. 2004. № 8. С. 42–46.

41. Морозов В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния и трещиностойкости толстостенных цилиндрических конструкций из дисперсно-армированного железобетона с высоким содержанием арматуры при неравномерном нагреве: дис. ... канд. техн. наук. / В.И. Морозов, 1977. 260 с.

42. Морозов В.И. Корпуса высокого давления из тяжелого армоцемента для энергетических и строительных технологий: дис. ... докт. техн. наук / В.И. Морозов, 1994. 533 с.

43. Морозов В.И. Корпуса высокого давления для энергетических, строительных и специальных технологий. / В.И. Морозов, СПб.: СПбГАСУ, 2011. 394 с.

44. Морозов В.И., Михайловский А.С., Бурцев В.П. Напряженно-деформированное состояние корпуса высокого давления из тяжелого армоцемента с коническими торцовыми элементами // Строительные конструкции зданий и сооружений. 1989. № 5. С. 71–77.

45. Морозов В.И., Опбул Э.К., Фук Ф.В. Особенности напряженно-деформированного состояния торцовых элементов в виде толстых конических

плит корпусов высокого давления // Вестник гражданских инженеров. 2017. № 4 (63). С. 87–92.

46. Никольс Р. Конструирование и технология изготовлена сосудов давления / Р. Никольс, Москва: Машиностроение, 1975. 464 с.

47. Павлов П. Г. Напряженно-деформированное состояние элементов железобетонных корпусов высокого давления с учетом физической нелинейности материала: автореф. дис. ... канд. техн. наук. / Павлов П. Г., МИСИ-е изд., М.: МИСИ, 1990. 23 с.

48. Панарин С.Н. [и др.]. Разработка технологии и оборудования для возведения корпусов высокого давления из тяжелого армоцемента / С.Н. Панарин, О.П. Стариков, Ю.М. Зорин, Е.С. Филоненко, Л.: Стройизда, 1988. 122–125 с.

49. Петрович С.Ю. [и др.]. Определение схем разрушения и трещинообразования коротких железобетонных балок по экспериментальным данным // Региональная архитектура и строительство. 2013. (3). С. 74–81.

50. Писаренко Г.С., Амелянович К.К., Каринцев И.Б. Несущие и светопрозрачные элементы конструкций из стекла / Г.С. Писаренко, К.К. Амелянович, И.Б. Каринцев, 1982. 160 с.

51. Писаренко Г.С., Яковлев А.П., Матвеев В.В. Справочник по сопротивлению материалов / Г.С. Писаренко, А.П. Яковлев, В.В. Матвеев, Киев: Науков думка, 1983. 736 с.

52. Самуль В.И. Основы теории упругости и пластичности / В.И. Самуль, Москва: Высшая школа, 1982. 263 с.

53. Скачков Ю.П. [и др.]. Определение схем разрушения и трещинообразования коротких железобетонных балок по экспериментальным данным // Региональная архитектура и строительство. 2013. (3). С. 74–81.

54. Слесарев М.Ю., Стойков В.Ф., Теличенко В.И. Управление экологической безопасностью строительства. Экологический мониторинг / М.Ю. Слесарев, В.Ф. Стойков, В.И. Теличенко, АСВ, 2005. 328 с.

55. Снежкина О.В., Корнюхин А.В., Кочеткова М.В. Короткие балки. Моделирование физической работы / О.В. Снежкина, А.В. Корнюхин, М.В. Кочеткова, Пенза: Изд-во ПГУАС, 2011. 124 с.

56. Соколов Б.С., Радайкин О.В. К расчёту прогибов изгибаемых железобетонных элементов с учётом совместного действия изгибающих моментов и перерывающих сил с использованием нелинейной деформационной модели // Известия КГАСУ. 2014. № 4 (30). С. 165–171.

57. Тараторин Б.И. Прочность конструкций атомных станций / Б.И. Тараторин, Москва: Энергоатомиздат, 1989. 243 с.

58. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер, Москва: Наука, 1966. 636 с.

59. Фам Х.А., Рассохин В.А., Андреев К.Д. Состояние и перспективы развития энергетики Вьетнама // Научно-технические ведомости Санкт-Петербургского государственного политехнического университета. 2013. № 1. С. 32–34.

60. Федорова Н.В., Кореньков П.А. Определение особого предельного состояния в монолитных железобетонных каркасах многоэтажных зданий // Программа и тезисы IV Крымской международной научно-практической конференции «МБСЖД. 2017. (76–77).

61. Хисматулин Е.Р. [и др.]. Сосуды и трубопроводы высокого давления справочник / Е.Р. Хисматулин, Е.М. Королев, В.И. Лившиц, Р.М. Романова, Москва: МАШИНОСТРОЕНИЕ, 1990. 384 с.

62. Цыгулев Д.В. Устойчивость трубобетонных элементов прямоугольного сечения, сжатых с двухосными эксцентриситетами: дис. ... канд. техн. наук. / Д.В. Цыгулев, 1999. 174 с.

63. Шоршнев Г.Н. [и др.]. Железобетонный автоклав. Патент // 1964. 565–567 с.

64. Шоршнев Г.Н. Результаты экспериментального исследования железобетонных толстостенных кольцевых элементов // Исследования в области железобетонных конструкций. 1976. № 111. С. 14–18.

65. Шоршнев Г.Н. Новые железобетонные конструкции под высокое внутреннее давление: дис. ... докт. техн. наук. / Г.Н. Шоршнев, Ленинград: ЛИСИ, 1978. 335 с.

66. Шоршнев Г.Н. Экспериментально-теоретические исследования КВД из ТАЦ и его элементов при температурных воздействиях // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. ПРЕДСО-86. 1987. № 251. С. 112–115.

67. Шоршнев Г.Н., Морозов В.И., Жуков В.И. Физико-механические свойства тяжелого армоцемента // Бетон и железобетон. 1984. № 10. С. 7–9.

68. Шоршнев Т.Н., Бурцев В.М. Исследование круглых бетонных плит большой высота // Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. 1977. № 3. С. 21–26.

69. Юй Хуэй Напряженно-деформированное состояние корпуса сферической формы из тяжелого армоцемента при внутреннем нагреве и высоком давлении: дис. ... канд. техн. наук. / Юй Хуэй, СПб: ГАСУ, 2013. 180 с.

70. Яшин А.В. Критерий прочности и деформация бетона при простом нагружении для различных видов напряженного состояния // Расчет и конструирование железобетонных конструкций. 1977. С. 48–57.

71. Корпус ядерного реактора [Электронный ресурс]. URL: <https://arhivinfo.ru/2-83459.html>.

72. Корпуса реакторов под давлением - Материалы ядерных энергетических установок [Электронный ресурс]. URL: <http://leg.co.ua/arhiv/generaciya/materialy-yadernyh-energeticheskikh-ustanovok-77.html>.

73. Alberecht W. Auslegungstrogion Eines liners fur Ein Spannbeton - Reaktofdrukegefass // Bom. 1973. С. 550–553.

74. Anthony R.D. Development of statutory requirements for reactor vessels. – Conference on pre-stressed pressure vessels // Westminster, S.W.J. 1967. № 9. С. 85–90.

75. Bao J.Q. [и др.]. A new generalized Drucker–Prager flow rule for concrete under compression // *Engineering Structures*. 2013. № 56. С. 2076–2082.
76. Bishop R.F. Conf. of Pre-stressed concrete pressure vessels // *Joiner design and construction*. 1967. № 9. С. 693–702.
77. Clough R.W., Rashid J.R. Finite element analysis of axisymmetric solids / R.W. Clough, J.R. Rashid, *J. Eng. Mech. Div. -ASCE*, 1965. 91 с.
78. Cornell D.C. Application on finite elements techniques for the crack and ultimate pressure for a PCR 1968. № 11. С. 516–521.
79. Drucker D.C. Relations of experiments to mathematical theories of plasticity // *Journal of Applied Mechanics*. 1949. № 16. С. 349–357.
80. Drucker D.C., Prager W. Soil mechanics and plastic analysis for limit design. // *Quarterly of Applied Mathematics*. 1952. № 10 (2). С. 157–165.
81. Glasstone S. Sourcebook on atomic energy / S. Glasstone, Van Nostrand, 1958. 641 с.
82. Hasson V., Weber A. Iteration of Joiner and concrete in pre-stressed concrete pressure vessels // *IAEA – Specialists Meeting*. 1984. № 5. С. 2–11.
83. Korlsson B.J., Sozen M.A. Pre-stressed concrete deep slabs with opening // *Nucl. Eng. Des*. 1973. № 2 (25). С. 290–330.
84. Korsun V. [и др.]. The influence of the initial concrete strength on its deformation under triaxial compression // *Procedia Engineering*. 2015. № 1 (117). С. 959–969.
85. Laynay D. Ceniretrale nuclear de Bogey 1. Elaboration du project de caisson end baton percent // *Bull. inform. A.T.E*. 1966. № 61. С. 24–33.
86. Malvar L.J. [и др.]. A plasticity concrete material model for DYNA3D // *International Journal of Impact Engineering*. 1997. № 19. С. 847–873.
87. Malvar L.J., Simons D. Concrete material modeling in explicit computations // *Workshop on Recent Advances in Computational Structural Dynamics and High Performance Computing*. 1996. № USAE Waterways Experiment Station, April 24-26. С. 30.

88. McGowan F.K., Milner W.T. Reaction list for charged-particle-induced nuclear reactions: $Z = 1$ to $Z = 98$ (H to C), May 1969–June 1970 // Atomic Data and Nuclear Data Tables. № 3 (8). C. 199–322.
89. Moncrieff M.L., Waggot T.G. Time temperature creep and shrinkage in concrete London: Proc. P.C.P.V., 1968.
90. Morozov V.I., Jurij P. Nuclear Reactor Shell of Heavy Ferrocement // World Applied Sciences Journal 23 (Problems of Architecture and Construction). 2013. C. 31–36.
91. Ohlinger L.A. Shielding from nuclear radiations // Nucleonic. 1949. № 4 (5).
92. Öztekin E., Pul S., Hüsem M. Experimental determination of Drucker-Prager yield criterion parameters for normal and high strength concretes under triaxial compression // Construction and Building Materials. 2016. (112). C. 725–732.
93. Rashid J.R. Analysis of axisymmetric composite structures by the finite element method // Nucl. Eng. Des. 1966. № 1 (3).
94. Rashid J.R., Rockenhouser W. Pressure vessels analysis by finite element London: Techniques Proc. P.C.P.V., 1968.
95. Richart, F.; Brown, A.; Brandzaeg A.A. Study of failure of concrete under compressive Stress // University Illinois, Eng. Exper. Station. Bull. 1928. (185).
96. Richer T.P. Buckling of a stud-support thin cylindrical zener shell encased concrete // Nucl. Eng. and Design. 1974. № 2 (26). C. 250–262.
97. Stolarski T., Nakasone Y., Yoshimoto S. Engineering Analysis with ANSYS Software (Second Edition) / T. Stolarski, Y. Nakasone, S. Yoshimoto, Elsevier, 2018. 562 c.
98. Wanson J.A. John Swanson and ANSYS - An engineering success story. Savannah, GA: Proceedings of the Winter Simulation Conference 2014, 2014. 3–4 c.
99. Winsted T.L., Burdette E.G., Armentrout D.R. Liner anchorage analysis for nuclear containment // Journal of the Str. Div. 1975. № 10 (101). C. 2103–2116.

100. Young A.J., Tate L.A. Design of liners for reactor vessels / A.J. Young, L.A. Tate, London: Inst. of Civil Eng, 1988. 757 с.
101. СНиП 52-01-2003: Свод правил бетонные и железобетонные конструкции. основные положения.
102. Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings.
103. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.
104. ГОСТ 27772-2015 Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия (с Поправками).
105. BS 8110-1: 1997. Structural use of concrete. Code of practice for design and construction 1997.
106. Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-11) and commentary 2011. (ACI 318M-1).

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ ЖБ ТЭ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КРИТЕРИЯ РИХАДАРА-БРАНЦАЕВА-БРАУНА

Соотношение d/h $\chi := 2$

Исходные данные:

$$\begin{aligned} d &:= 2000 \text{ мм} & \varepsilon_b &:= 3.5 \cdot 10^{-3} & \mu_2 &:= 0.04 & \mu_1 &:= 0.04 & R_b &:= 29 \text{ МПа} \\ E_s &:= 2 \cdot 10^5 \text{ МПа} & E_b &:= 36000 \text{ МПа} & R_{sw} &:= 500 \text{ МПа} & R_{bw} &:= 2.5 \cdot 2.1 = 5.2 \text{ МПа} \\ E_{red} &:= \mu_2 \cdot E_s = 8 \times 10^3 \text{ МПа} & h &:= \frac{d}{\chi} = 1000 \text{ мм} \end{aligned}$$

Уравнение равновесия для определения искомого параметра A

$$p(A) := (\varepsilon_b \cdot E_{red}) \cdot A^2 (A + 1) \cdot d^2 - \left(\frac{32 \cdot \varepsilon_b \cdot E_{red} \cdot h^2}{3} \right) \cdot A^2 - R_b \cdot (A + 1) \cdot d^2$$

Матрица коэффициентов уравнения равновесия:

$$\nu := p(A) \text{ coeffs} \rightarrow \begin{pmatrix} -116000000 \\ -116000000 \\ -1.8666666666666667e8 \\ 1.12e8 \end{pmatrix}$$

Матрица значений A

$$\text{polyroots}(\nu) = \begin{pmatrix} -0.321 + 0.588i \\ -0.321 - 0.588i \\ 2.309 \end{pmatrix} \text{ выбираем } \underline{A := \text{polyroots}(\nu)_{2,0} = 2.309}$$

Прочность ЖБ ТЭ:

$$P_0 := \frac{8(A^2 \cdot \varepsilon_b \cdot E_{red} \cdot h^2)}{3 \cdot (A + 1) \cdot d^2} = 30.08 \text{ МПа} \quad \underline{P_{01} := \frac{2(R_{bw} \cdot h + R_{sw} \cdot \mu_1 \cdot h)}{d} = 25.25 \text{ МПа}}$$

Высота сжатой зоны:

$$\underline{x := \frac{h}{A + 1} = 302 \text{ мм}} \quad \zeta := \frac{x}{h} = 0.3$$

Радиальное напряжение при (z=h):

$$\underline{\sigma_r := R_b + 4 \cdot P_0 = 149.328 \text{ МПа}}$$

Рисунок П.2 – Решение напряженного состояния и прочности ТЭ со шпонками по критерию прочности Рихарда – Бранцева - Брауна на программе Mathcad

ПРИЛОЖЕНИЕ В

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ ТЭ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КРИТЕРИЯ БАЛАНДИНА

Соотношение 2d/h $\chi := 2$

Исходные данные:

$d := 2000 \text{ мм}$ $\epsilon b := 3.5 \cdot 10^{-3}$ $R_b := 29 \text{ МПа}$ $R_{bt} := 2.1 \text{ МПа}$

$M := R_b - R_{bt} = 26.9$ $N := R_b \cdot R_{bt} = 60.9$ $h := \frac{d}{\chi} = 1000 \text{ мм}$

$r_0 := \frac{d}{2 \sin\left(\frac{20 \cdot 3.14}{180}\right)} = 2925 \text{ мм}$ $r_1 := h + r_0 \cdot \cos\left(\frac{20 \cdot 3.14}{180}\right) = 3749 \text{ мм}$

Given $N_1 := 80$ $M := R_b - R_{bt} = 26.9$ $N := R_b \cdot R_{bt} = 60.9$

Уравнение равновесия для определения напряжений

$$\frac{d}{dr} \sigma(r) = \frac{2\sqrt{M^2 + 3 \cdot M \cdot \sigma(r)} + N + 2 \cdot M}{r}$$

$\sigma(r_0) = 0 \text{ МПа}$ $r := r_0, r_0 + \frac{r_1 - r_0}{9} \dots r_1$

$\sigma := \text{Odesolve}(r, r_1)$ $\sigma(r_1) = 35.71$

r =

$2.925 \cdot 10^3$
$3.017 \cdot 10^3$
$3.108 \cdot 10^3$
$3.2 \cdot 10^3$
$3.291 \cdot 10^3$
$3.383 \cdot 10^3$
$3.474 \cdot 10^3$
$3.566 \cdot 10^3$
$3.657 \cdot 10^3$
$3.749 \cdot 10^3$

X :=

0
3.53
7.222
11.045
14.977
18.998
23.094
27.251
31.46
35.712

Уравнение равновесия для определения тангенциальных напряжений

$$\sigma_\theta := X + \sqrt{M^2 + 3 \cdot M \cdot X + N + M}$$

Радиальные напряжения

$\sigma(r) =$

0
3.53
7.22
11.04
14.98
19
23.09
27.25
31.46
35.71

Тангенциальные напряжения

$\sigma_\theta =$

	0
0	54.91
1	63.13
2	71.1
3	78.88
4	86.52
5	94.04
6	101.45
7	108.77
8	116.01
9	123.16

Рисунок П.3 – Решение напряженного состояния и прочности ТЭ с подвижкой по критерию прочности Баландина на программе Mathcad

ПРИЛОЖЕНИЕ Д



CÔNG TY TNHH ĐẦU TƯ XÂY DỰNG EVECON

Đ/c: Số 25 đường Phạm Kinh Vỹ - TP. Vinh - Nghệ An

Hội đồng khoa học luận án tiến sĩ D 212.223.03

CHỨNG NHẬN

Về việc thực hiện kết quả nghiên cứu luận án tiến sĩ của Phan Văn Phúc với đề tài:

“Phát triển một phương pháp hiệu quả để tính toán các tấm dày ở đáy của bình áp lực cao cho kỹ thuật năng lượng, xây dựng và đặc biệt”

Tài liệu tham khảo này thông báo cho hội đồng luận án D 212.223.03 về việc bảo vệ luận án tiến sĩ và thạc sĩ tại Đại học Kiến trúc và Xây dựng St. Petersburg rằng kết quả tài liệu nghiên cứu của Phan Văn Phúc về đề tài **“Phát triển một phương pháp hiệu quả để tính toán các tấm dày ở đáy của bình áp lực cao cho kỹ thuật năng lượng, xây dựng và đặc biệt”** cho mức độ tiến sĩ của khoa học kỹ thuật trong chuyên ngành 05.23.01 – Kết cấu xây dựng, tòa nhà và công trình được sử dụng trong Công ty TNHH đầu tư xây dựng EVECON để xác định áp lực tối đa cho phép đối với các kết cấu bê tông cũng như kết cấu bê tông cốt thép của các giá đỡ dưới dạng các tấm hình nón dày ở giai đoạn thiết kế sơ bộ.

Công ty TNHH đầu tư xây dựng EVECON

GIÁM ĐỐC



GIÁM ĐỐC
Nguyễn Văn Dương

ПРИЛОЖЕНИЕ Е



«ООО» ИНВЕСТИЦИИ И СТРОИТЕЛЬСТВО EVECON

Адрес: 25, Фам Кинь Ви, Винь город, Нгеан, Вьетнам

Диссертационный совет Д 212.223.03

СПРАВКА

О внедрении результатов диссертации Фан Ван Фука на тему:
«Разработка эффективного метода расчета торцовых элементов корпусов высокого давления для энергетических, строительных и специальных технологий»

Настоящей справкой информируем диссертационный совет Д 212.223.03 по защите докторских и кандидатских диссертаций при Санкт-Петербургском государственном архитектурно-строительном университете в том, что результаты диссертационных исследований Фан Ван Фука на тему **«Разработка эффективного метода расчета торцовых элементов корпусов высокого давления для энергетических, строительных и специальных технологий»** на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения приняты к использованию в «ООО» инвестиции и строительство EVECON для определения предельно допустимых давлений на бетонные конструкции опор в виде толстых плит на стадии эскизного проектирования.

«ООО» инвестиции и строительство EVECON



GIÁM ĐỐC
Nguyễn Văn Dương