

АО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»

На правах рукописи



Федоров Илья Владиславович

**МЕТОДИКА МОДЕЛИРОВАНИЯ
БЕТОННЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ
С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ
ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

05.23.07. – Гидротехническое строительство

Диссертация на соискание учёной степени

кандидата технических наук

Научный руководитель:

Кандидат технических наук

Б. В. Цейтлин

Санкт-Петербург

2020

Оглавление

Введение	5
Глава 1 Состояние вопроса	13
1.1 Развитие методов прогнозирования НДС бетонных гидротехнических сооружений	13
1.2 Методы моделирования динамических и сейсмических воздействий.....	16
1.3 Способы учета динамического взаимодействия элементов конструкций с жидкостью	18
1.4 Учет нелинейного поведения бетона.....	19
1.4.1 Особенности нелинейного поведения бетона	20
1.4.2 Основные модели разрушения бетона	22
1.4.3 Методы численного решения задачи о распространении трещин	24
1.5 Выводы по первой главе	27
Глава 2 Разработка уточненной методики моделирования бетонных плотин при действии динамических нагрузок и решение тестовых задач	29
2.1 Расчетные модели, применяемые при проведении тестовых расчетов	29
2.2 Основные соотношения, используемые при выполнении динамических расчетов	32
2.3 Способы учета сейсмических воздействий при выполнении динамических расчетов	33
2.4 Постановка граничных условий на фиктивных границах	39
2.5 Учет взаимодействия сооружения с водной средой	43
2.6 Оценки влияния толщины слоя наносов на дне водохранилища на напряженно-деформированное состояние плотины	50
2.7 Исследование влияния раскрытия межблочных швов на НДС секции плотины	52
2.8 Выводы по второй главе	57
Глава 3 Расчетные модели бетонных и железобетонных конструкций в предположении упругопластической работы материала	59

3.1 Построение полной диаграммы деформирования бетона с использованием российских и европейских нормативных источников	60
3.2 Упругопластическая модель повреждаемости бетона и ее основные расчетные параметры.....	65
3.3 Исследования чувствительности результатов моделирования к изменению расчетных параметров бетона на основе задачи об изгибе железобетонной бетонной балки	72
3.4 Моделирование бетонной конструкции с учетом нелинейного поведения бетона при действии динамической нагрузки.....	81
3.4.1 Постановка задачи и описание расчетной модели.....	82
3.4.2 Расчет с использованием линейно-упругой модели бетона и упрощенного квазистатического подхода	84
3.4.3 Определение собственных частот и форм колебаний	88
3.4.4 Решение задачи методом прямого интегрирования по времени с использованием упругопластической модели бетона	90
3.5 Исследование динамического поведения бетонной плотины с использованием упругопластической модели при действии сейсмических нагрузок.....	94
3.6 Выводы по третьей главе	102

Глава 4 Апробация уточненной методики моделирования бетонных гидротехнических сооружений при динамических воздействиях на примере плотины Бурейской ГЭС

4.1 Краткое описание плотины Бурейской ГЭС.....	103
4.2 Математическая модель системы «сооружение-водохранилище-основание» для оценки влияния динамических и сейсмических воздействий на плотину Бурейской ГЭС	104
4.3 Расчетные исследования динамического поведения бетонной плотины Бурейской ГЭС при действии сейсмических нагрузок.....	107
4.3.1 Определение параметров НДС при действии нагрузок основного сочетания .	107
4.3.2 Исследование НДС плотины при особом сочетании нагрузок, включающем сейсмические воздействия.....	112
4.3.3 Оценка прочности бетонной плотины Бурейской ГЭС при действии нагрузок особых сочетаний, включающих сейсмические воздействия.....	118

4.3.4 Проверка устойчивости секций бетонной плотины при действии сейсмических нагрузок.....	121
4.4 Исследования параметров НДС плотины Бурейской ГЭС при сейсмических воздействиях с учетом нелинейного поведения бетона	123
4.5 Исследование влияния на параметры НДС плотины колебаний, вызванных пульсацией гидродинамического давления при действии эксплуатационных нагрузок.....	132
4.6 Выводы по четвёртой главе.....	139
Заключение.....	140
Список литературы	142
Приложение А Справка о внедрении разработок диссертанта.....	156

Введение

Гидротехнические сооружения (ГТС) и в частности высокие бетонные плотины являются объектами повышенной опасности, повреждение на которых могут приводить к катастрофическим последствиям и не только существенному материальному ущербу, но и многочисленным человеческим жертвам. Начавшееся в предыдущем столетии активное строительство плотин продолжилось и в XX веке в связи промышленным развитием. Бурный рост числа возводимых сооружений сопровождался и ростом числа их повреждений и разрушений, что в некоторых случаях связано с недостаточно качественным проектированием [1]. Динамические нагрузки являются одними из наиболее опасных воздействий для бетонных конструкций. В тоже время бетонные ГТС, такие как плотины, зачастую возводятся в сейсмоопасных районах. За последние полвека серьезные повреждения вследствие землетрясения имели десятки крупных плотин мира. Так, например, в 1967 получила повреждения плотина в районе Койна в Индии, а в 1999 г. на Тайване в результате землетрясения была разрушена бетонная гравитационная плотина. В ряде публикаций отмечено, что в результате последствий Сычуаньского землетрясения в Китае в 2008 году плотина «Зипингпу» высотой 156 м, которая была рассчитана на 8 баллов и находилась в 17 км от эпицентра, дала осадку 70 см и сместилась в нижний бьеф на 18 см, а на самой плотине зафиксированы повреждения экрана и парапета на гребне [2,3].

Обеспечение надежности ГТС требует максимально точного определения проверки условий прочности при совместном действии возможных комбинаций нагрузок, включая сейсмические воздействия. Напряженно-деформированное состояние (НДС) бетонных ГТС зависит от множества факторов, которые следует учитывать при оценке прочности, как следствие моделирование динамического поведения таких сооружений является достаточно сложно комплексной математической задачей. Опыт использования современных подходов к моделированию бетонных ГТС пока весьма ограничен. Следовательно, возникает необходимость совершенствования применяемой в инженерной практике методики моделирования динамического поведения сооружений при действии динамических нагрузок.

Действующие в настоящее время нормативные документы рекомендуют более полно учитывать особенности динамического поведения бетонных гидротехнических сооружений при действии сейсмических нагрузок, а оценку прочности гидротехнических сооружений, таких как высокие гравитационные бетонные плотины, следует проводить по динамической теории сейсмостойкости [4–8]. В отсутствие определенной единой методики решения таких задач возникает ряд вопросов, связанных с особенностями моделирования работы системы

«сооружение-основание-водохранилище» при действии динамических нагрузок. Для корректного моделирования динамического поведения сооружений при аварийных нагрузках [9], потенциально приводящих к частичному разрушению элементов конструкции, необходимо применять адекватные решаемым задачам расчетные модели, учитывающие особенности нелинейного поведения бетона. Применение нелинейных моделей поведения бетона при проведении расчетов по оценке прочности бетонных и железобетонных конструкций позволит учитывать накопление остаточных деформаций и перераспределение напряжений в конструкции вследствие образования трещин в бетоне. Это в свою очередь поможет точнее прогнозировать последствия воздействия на конструкцию различных динамических нагрузок, способных приводить к частичному разрушению элементов конструкций.

Актуальность работы обусловлена:

- отсутствием в современной практике однозначного подхода к моделированию динамического поведения гидротехнических сооружений;
- необходимостью совершенствования методики расчета гидротехнических сооружений на действие аварийных динамических нагрузок с учетом нелинейного поведения бетона, обусловленного эффектами трещинообразования в элементах конструкции

Степень разработанности. Значительный вклад в развитие методов расчета ГТС внесли такие ученые как А.М. Белостоцкий, А.С. Бестужева, В.И. Бронштейн, П.И. Васильев, А.В. Вовкушевский, Л.А. Гордон, В.Б. Глаговский, С.Е. Лисичкин, Б.Д. Кауфман, Ю.Б. Мгалобелов, Л.А. Розин, О.Д. Рубин, О.А. Савинов, Л.П. Трапезников, А.М. Уздин, А.А. Храпков, Б.В. Цейтлин, С.Г. Шульман, И.С. Шейнин, Б.А. Шойхет, и др. Вопросами нелинейного поведения бетона в разные годы занимались так же А.В. Бенин, Н.И. Карпенко, М.С. Ламкин, К.А. Мальцов, А.П. Пак, А.С. Семенов, В.В. Толстикова. Среди зарубежных авторов стоит отметить работы Г. М. Вестергарда, Е.Л. Вилсона, А.К. Чопры, посвященные взаимодействующим сооружениям с жидкостью, а также труды А. Гриффитса, Дж.Р. Ирвина, А. Хиллерборга, П. Петерсона, З. Бажанта и др. в области разработки математических моделей разрушения бетона.

Авторы рассматривают отдельные факторы, оказывающие влияние на результаты расчетов по определению НДС при действии динамических нагрузок, а предлагаемые ими подходы могут отличаться и приводить к разным результатам. В настоящее время не существует единого подхода к моделированию динамического поведения системы «сооружение-основание-водохранилище» и учету нелинейного поведения бетона, связанного с трещинообразованием.

Цели и задачи исследования. Целью работы является разработка усовершенствованной методики моделирования поведения бетонных гидротехнических сооружений при динамических воздействиях с учетом нелинейного деформирования бетона. Для достижения поставленной цели в работе решаются следующие задачи:

- оценка влияния на динамическое поведение модели сооружения таких факторов как способ задания сейсмического воздействия, граничные условия по краям расчетной области, учет сжимаемости жидкости;
- разработка усовершенствованной методики численного моделирования динамического поведения системы «сооружение-основание-водохранилище», учитывающей нелинейное поведение бетона;
- оценка влияния отдельных параметров упругопластической модели бетона на результаты моделирования;
- реализация и верификация разработанной методики в рамках про-рамного комплекса на основе метода конечных элементов;
- применение разработанной методики для определения параметров напряженно-деформированного состояния бетонной плотины при действии сейсмических нагрузок.

Объектом исследования являются бетонные гидротехнические сооружения, подверженные воздействию динамических нагрузок. **Предмет исследования** – определение параметров НДС системы «сооружение-основание-водохранилище», вызванного действием динамических нагрузок, включающих в том числе сейсмические воздействия.

Научная новизна исследования состоит в следующем:

1. разработана методика моделирования системы «сооружение-основание-водохранилище» при сейсмических воздействиях с учетом нелинейного деформирования бетона, базирующаяся на использовании упругопластической модели поведения материала и учете полной диаграммы деформирования бетона при растяжении;
2. на основании анализа и обобщения информации о физико-механических характеристиках бетона, в том числе, с учетом его нелинейного поведения, определен подход к построению расчетной полной диаграммы деформирования бетона при растяжении;
3. проведено численное моделирование НДС плотины Бурейской ГЭС при действии нагрузок особого сочетания, включающего сейсмические воздействия, с учетом полной диаграммы деформирования бетона; определены области возможного трещинообразования при действии сейсмических нагрузок уровня МРЗ;
4. обоснована целесообразность совершенствования нормативных документов в части

рекомендаций по учету нелинейного деформирования бетона, связанного с трещинообразованием, и выбору необходимых расчетных значений параметров бетона;

5. на примере расчетного моделирования бетонной плотины Бурейской ГЭС показано влияние учета сжимаемости жидкости и демпфирующих свойств наносов на дне водохранилища на параметры НДС при действии сейсмических нагрузок; продемонстрировано влияние учета сжимаемости жидкости в водопроводящем тракте на результаты моделирования НДС стационарной секции плотины при действии эксплуатационных динамических нагрузок.

Методология и методы исследования. В работе использовались методы математического моделирования, опирающиеся на современные достижения механики деформируемого твёрдого тела, механики разрушения и математической физики в области численного определения параметров НДС пространственных систем при статических и динамических нагрузках. Реализация методик, описанных в работе, проводилась с использованием конечно-элементных программных комплексов ANSYS и Abaqus, использующих расчетные подходы на основе метода конечных элементов (МКЭ).

Теоретическая и практическая значимость заключается в разработке усовершенствованной методики моделирования динамического поведения бетонных гидротехнических сооружений с учетом нелинейного деформирования бетона, связанного с трещинообразованием. Приведенные в работе результаты исследований и полученные выводы позволяют более корректно выбирать подходы к учету различных факторов, влияющих на НДС системы «сооружение-основание-водохранилище» при действии динамических нагрузок, что позволяет повысить качество получаемых оценок прочности и устойчивости бетонных ГЭС. Результаты работы были использованы в расчетных исследованиях прочности и устойчивости бетонной гравитационной плотины Бурейской ГЭС при действии основных и особых сочетаний нагрузок, включающих сейсмические воздействия.

Личный вклад. Автор принимал участие в формулировке задач исследований; разработке пространственной конечно-элементной модели системы «сооружение-основание-водохранилище» Бурейской ГЭС; проведении расчетных исследований и анализе их результатов.

Лично автором:

- разработана методика моделирования НДС системы «сооружение-основание-водохранилище» с учетом нелинейного деформирования бетона при сейсмических воздействиях;
- разработаны двумерные расчетные схемы типовых секций Бурейской ГЭС и

выполнена серия расчетов, которые позволили рассмотреть различные подходы к учету особенностей моделирования динамического поведения системы «сооружение-основание-водохранилище»;

- рассмотрен подход к построению кусочно-линейной аппроксимации полной диаграммы деформирования бетона при растяжении на основе параметров бетона, представленных в нормативных документах при известном значении удельной энергии разрушения;
- проведен анализ чувствительности результатов моделирования к изменению расчетных значений параметров упругопластической модели бетона;
- рассмотрена задача о нелинейном поведении предварительно напряженной железобетонной плиты при действии нагрузок от взрывной волны;
- проведено моделирование динамического поведения плотины Бурейской ГЭС при действии сейсмических нагрузок с использованием нелинейной модели бетона, учитывающей эффекты трещинообразования.

Автор выражает признательность научному руководителю работы кандидату технических наук Б.В. Цейтлину за введение в тему исследования, рекомендации по постановке задач и оказанное содействие при выполнении работы. На отдельных этапах в работе также принимали участие Е.Ю. Витохин и С.А. Ле-Захаров, которые стали соавторами ряда публикаций.

Положения, выносимые на защиту:

1. Методика численного моделирования системы «сооружение-основание-водохранилище» с учетом нелинейного деформирования бетона при сейсмических воздействиях;
2. Результаты численного моделирования НДС бетонной гравитационной плотины с учетом нелинейного поведения бетона, обусловленного трещинообразованием;
3. Результаты оценки прочности и устойчивости на сдвиг плотины Бурейской ГЭС при действии нагрузок особого сочетания, включающего сейсмические воздействия;
4. Оценка влияния учета полной диаграммы деформирования бетона при растяжении на результаты численного моделирования НДС бетонных и железобетонных конструкций;
5. Оценка влияния изменения отдельных параметров упругопластической модели бетона на результаты численного моделирования;
6. Оценка влияния учета сжимаемости жидкости и демпфирующих свойств наносов в водохранилище на результаты моделирования НДС плотины Бурейской ГЭС при динамических воздействиях.

Область исследования соответствует требованиям паспорта специальности ВАК: 05.23.07 – Гидротехническое строительство, пунктам 2, 3.

Степень достоверности и апробация результатов. Достоверность полученных результатов определяется использованием классических исходных положений и математических методов решения задач механики, применением сертифицированных расчётных программ, сопоставлением результатов численного моделирования с экспериментальными данными и результатами сейсмометрических наблюдений.

Основные положения диссертационной работы докладывались на 15-ти научно-практических конференциях и семинарах, включая международные: XXXIX Неделя науки СПб ГПУ (2010 г.), VII, VIII, X, XI, XII Научно-техническая конференция «Гидроэнергетика. Гидротехника. Новые разработки и технологии» (2012, 2014, 2016, 2017, 2018 гг.), XVIII зимняя школы по механике сплошных сред (2013 г.), XXIV, XXV, XXVI, XXVII Международная конференция "Математическое моделирование в механике деформируемых сред и конструкций (2011, 2013, 2015, 2017 гг.), Международный форум Инженерные системы 2014, Международная научно-практическая конференция "Инженерные системы - 2017", Научный семинар – Савиновские чтения 2014, 2020.

Результаты диссертационного исследования опубликованы в 23 печатных работах, 10 из них в изданиях, рекомендованных ВАК:

1. Бенин, А.В. Конечно-элементное моделирование процессов неупругого деформирования и разрушения элементов железобетонных конструкций / А.В. Бенин, А.С. Семёнов А.С, С.Г. Семёнов, И.В. Фёдоров //Морские интеллектуальные технологии. – 2011. – №. S3. – С. 102-105.
2. Дерюгин, Г.К. Исследование колебаний основных бетонных сооружений ГЭС, вызванных воздействием гидродинамических нагрузок на водосливную часть плотины и русло / Г.К. Дерюгин, С.А. Ле-Захаров, И.В. Федоров, Б.В. Цейтлин, Д.В. Щерба // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2014. № 4. – С. 50–54
3. Цейтлин, Б.В. Теоретические исследования колебаний бетонных гидротехнических сооружений при действии сейсмических нагрузок / Б.В. Цейтлин, Е.Ю. Витохин, С.А. Ле-Захаров, И.В. Федоров //Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2014. – Том 271. – С. 120-137.
4. Федоров И.В. Учет неупругих деформаций бетона при расчете плотин сейсмические воздействия / И.В. Федоров, Б.В. Цейтлин // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2014. № 4. – С. 27–28.
5. Витохин, Е.Ю. Расчетная оценка напряженно-деформированного состояния системы плотина-основание при взаимных смещениях берегов сейсмогенерирующих разломов /

- Е.Ю. Витохин, С.А. Ле-Захаров, И.В. Федоров, Б.В. Цейтлин //Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2016. – Том 279. – С. 53–64.
6. Vitokhin, E.Ju. Mathematical modeling of the stress-strain state of concrete dam and rock foundation caused by tectonic fault slip / E.Ju. Vitokhin, S.A. Le-Zakharov, I.V. Fedorov, B.V. Tseytlin //Materials Physics and Mechanics. – 2016. – Vol. 26. – №. 1. – С. 53-56.
 7. Федоров И.В. Учет нелинейного поведения бетона в отечественной и зарубежной нормативных базах //Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2019. – Том 292. – С. 39–47.
 8. Федоров И.В. Исследование динамического поведения железобетонных конструкций при аварийных воздействиях с использованием упругопластической модели //Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2020. – № 1 (44). – С. 26–29.
 9. Федоров И.В. Моделирование гравитационной плотины при действии сейсмической нагрузки с использованием упругопластической модели повреждаемости бетона //Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2020. – Том 295. – С. 21–30.
 10. Федоров И.В. Применение упругопластической модели бетона в расчетах железобетонных конструкций на примере задачи об изгибе балки / И.В. Федоров, С.А. Костыря, Ю.П. Федоренко // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. 2020. № 297. – С. 74–82.

Объем и структура диссертации: диссертационная работа состоит из введения, четырёх глав основных результатов, заключения, списка литературных источников (211 наименований), содержит 155 страниц текста, включая 127 рисунков, 28 таблиц, и одно приложение.

В первой главе приводятся обзор литературы по теме исследования. На основании анализа отечественного и мирового опыта численного определения НДС бетонных ГТС уточнены задачи исследования. Выделены основные факторы, оказывающие существенное влияние на результаты моделирования динамического поведения бетонных сооружений

Во второй главе представлены результаты расчетов по определению НДС плотины, полученные с использованием различных подходов к моделированию системы «сооружения-основание-водохранилище» и учету таких факторов как способ задания воздействия; выбор условий на границах расчетной области и параметров, обеспечивающих затухание колебаний в

системе; совместная работа системы «сооружение-основание-водохранилище» с учетом гидродинамического воздействия жидкости.

В третьей главе рассматриваются вопросы применения математических моделей нелинейного поведения бетона, обусловленного трещинообразованием. Описан подход к построению полной диаграммы деформирования бетона при растяжении на основе данных нормативных документов при известном значении удельной энергии разрушения. На примере ряда задач рассмотрено влияние изменения отдельных параметров упругопластической модели бетона на результаты численного моделирования.

В четвертой главе приведены результаты применения разработанной методики численного моделирования системы «сооружение-основание-водохранилище» при действии динамических нагрузок для определения НДС гравитационной плотины Бурейской ГЭС.

Глава 1 Состояние вопроса

Особое внимание при исследовании динамического поведения ГТС традиционно уделяют учету взаимодействия сооружения с водной средой, учету затухания в моделируемой системе, а также способам задания сейсмического воздействия, нелинейному поведению сооружения, связанному с трещинообразованием в бетоне. Предлагаемые разными авторами подходы, позволяют учитывать различные факторы, оказывающее существенное влияние на результаты моделирования динамического поведения ГТС, зачастую отличаются и, имея свои особенности, могут приводить к различающимся результатам. На практике же отсутствует единая общепринятая методика моделирования, позволяющая комплексно учитывать особенности динамического поведения системы «сооружение-основание-водохранилище», а использование современных расчетных моделей нелинейного поведения бетона ограничено отсутствием полной информации о значениях расчетных параметров моделей, экспериментальное определение которых сопряжено со значительными трудностями. Кроме того, при проведении расчетных исследований динамического поведения реальных бетонных ГТС зачастую не учитывается широкий набор возможностей, которые стали доступны благодаря активному развитию вычислительной техники и позволяют более точно учитывать особенности условий их работы.

1.1 Развитие методов прогнозирования НДС бетонных гидротехнических сооружений

До появления ЭВМ и на начальной стадии их развития для расчетного определения НДС сооружений были распространены аналитические методы решения задач теории упругости и строительной механики [10]. С ростом потребности в решении более сложных задач получили широкое распространение методы расчета и оценки прочности строительных конструкций, опирающиеся на использование компьютерного моделирования. Постепенно метод конечных элементов (МКЭ), оттеснил аналитические и инженерные оценочные подходы. В настоящее время МКЭ применяется в самых разных областях инженерной деятельности для моделирования явлений, которые описываются дифференциальными уравнениями [11–13]. При

проведении инженерных расчетов обычно принято применять универсальные сертифицированные коммерческие программные комплексы. Однако в некоторых случаях используются собственные программные разработки, ориентированные зачастую на решение узко специализированных задач, дает возможность более полно контролировать процесс решения. Применительно к расчетам ГТС можно отметить разработки А.М. Белостоцкого [14,15], А.В. Вовкушевского [16,17], Л.А. Гордона, Б.А. Шойхета [18].

Хотя современные программные комплексы позволяют решать сложные задачи механики, в том числе с учетом различных нелинейных эффектов, математическая модель является идеальным объектом, отражающим наши представления о характере работы реального сооружения и о действующих на него нагрузках. Так, авторы [19] приводят обзор исторических перспектив обоснования надежности плотин, отмечают: «авторы таких расчётных моделей понимали, что расчётные напряжённые состояния плотины отличаются от действительных. Но одновременно с этим они знали, что если это самое расчётное состояние проектируемого сооружения будет удовлетворять критериям прочности, принятым в расчётной модели (если, например, напряжения будут находиться в испытанных практикой интервалах значений), то построенное по такому проекту сооружение будет обладать необходимыми для нормальной эксплуатации качествами».

Математическую модель бетонного ГТС можно охарактеризовать по трем основным направлениям:

- насколько близко к реальному объекту учтена геометрия сооружения и области основания под ним;
- насколько точно описывается поведение материала;
- как моделируются нагрузки и воздействия.

Благодаря развитию мощности вычислительной техники к концу 20 века появилась возможность отказаться от использования упрощенных моделей, основанных на теории стержней и оболочек [20] в пользу решения уравнений механики твердого деформируемого тела в трехмерной постановке, что более полно отражает работу сооружения [9]. Так в монографии [21] приводятся работы, посвященные идентификации расчетных моделей бетонных плотин. В настоящее время плотину чаще всего представляют, как сплошное целое, однако детализация КЭ модели зависит от конкретной решаемой задачи. В модели плотины могут учитываться такие особенности геометрии, как галереи, потёрны, вентиляционные шахты, отверстия водоводов, которые оказывает существенное влияние на локальное НДС сооружения [22]. Применение более детализованных моделей может потребоваться при учете различных геометрически нелинейных особенностей, как например в работе [23], где рассматривается трещина, соединяющая низовую грань плотины и галерею.

Расчетные модели должны учитывать условия взаимодействия конструктивных элементов не только между собой, но и с основанием [24]. Вопросам учета совместной работы сооружения с основанием, в том числе при действии динамических нагрузок посвящены среди прочих работы О.А. Савинова [25,26], А.Г. Тяпина [27], А.М. Уздина [28–30], И.У. Альберта [31], А.С. Бестужевой [32], Б.В. Цейтлина [24,33–48] и др. Для корректного моделирования совместной работы сооружения с основанием необходимо учитывать разбивку внутренней части области на различные инженерно-геологические элементы, что особенно актуально при моделировании динамического поведения бетонных плотин [34,37,38,43–46]. Выбор размера расчетной области основания зависит от решаемой задачи. Для сокращения вычислительных затрат исследователи стремятся максимально ограничить рассматриваемую область основания, задавая соответствующие условия по ее краям [40,49,50]. Так же стоит отметить, что учет тектонических разломов при моделировании скального основания является важным фактором, влияющим на НДС бетонных плотин [39,47,48].

Большой интерес при моделировании с точки зрения обеспечения безопасности ГТС представляют процессы раскрытия строительных швов. В виду особенностей возведения бетонных плотин, после окончания строительства межсекционные и межстолбчатые швы обычно цементируются. Тем ни менее в ходе эксплуатации может наблюдаться раскрытие отдельных швов. В теле плотины могут возникать трещины и разуплотнения, которые также влияют параметры НДС сооружения. Расчетным методам исследования с учетом несплошности в массивных бетонных сооружениях посвящены работы П.И. Васильева [51], А.В. Вовкушевского [52,53], Б.А. Шойхета, В.А. Зейлигера [54], А.А. Храпкина [55], Б.В. Фрадкина [56], А.М. Белостоцкого [57], Д.В. Николаева [58], О.Д. Рубина, С.Е. Лисичкина [59,60] и других исследователей. При разработке математической модели в зависимости от решаемой задачи необходимо принять решение о целесообразности учета эффектов, связанных с раскрытием швов.

Выбор расчетных значений физико-механических характеристик материалов представляет собой отдельную обширную задачу. Для математического описания поведения материалов в простейших случаях применяются соотношения теории упругости [61]. Принимаемые в расчетах значения параметров материалов основания определяют обычно по результатам геологических изысканий. Модули упругости бетона принимаются на основе известных нормативных значений и в некоторых случаях уточняются лабораторными испытаниями. Стоит отметить, что так называемый конструкционный модуль упругости сооружения отличается от модуля упругости самого бетона из-за наличия различных неоднородностей. Для определения конструкционного модуля упругости принято проводить калибровку расчетной модели, в ходе которой достигается соответствие расчетных параметров

НДС натурным значениям [21,62–64]. Для ряда плотин известны частоты собственных колебаний, определяемые в ходе динамических испытаний или по измерениям сейсмометрической аппаратуры [65,66]. Эти данные так же могут быть использованы при калибровке расчетных моделей.

Совместное постепенное развитием теории механики разрушения, расчетных методов, способов экспериментального определения параметров строительных материалов и возможностей вычислительной техники позволило при решении задач строительной механики учитывать особенности нелинейного поведения бетона, связанного с трещинообразованием. Исследованиями в этой области занимались М.С. Ламкин [67–69], К.А. Мальцов [70,71], Л.П. Трапезников [72,73], А.П. Пак [74,75], А.М. Юделевич, В.И. Хелевин, В.И. Пащенко, К.Н. Дзюба, Н.И. Карпенко [76–78], А.В. Бенин [79], А.С. Семенов [80–84], В.В. Толстикова [85], С.М. Гинзбург [86] и др. Авторы затрагивают как вопросы особенностей численного моделирования при решении задач с учетом нелинейного поведения бетона, так и проблемы экспериментального определения расчетных параметров модели. Определение полного набора значений, необходимых для проведения расчетов, требует проведения большого набора трудоемких испытаний, поэтому актуальной проблемой является выбор той модели, которая позволит максимально приблизить поведения модели к реальной конструкции с использованием минимального набора расчетных параметров.

Рассматривая нагрузки на гидротехнические сооружения, выделяют в первую очередь помимо собственного веса сооружения гидростатические и гидродинамические нагрузки, температурные воздействия, сейсмические и вибрационное воздействия [7,22,87,88]. В данной работе особое внимание уделяется динамическому поведению бетонных плотин при действии сейсмических нагрузок. Вопросам моделирования сейсмического воздействия и динамического взаимодействия сооружения с водохранилищем посвящены следующие разделы.

1.2 Методы моделирования динамических и сейсмических воздействий

Первые попытки количественной оценки и учета сейсмического воздействия при расчете строительных конструкций можно отнести к началу 20 века. Японский ученый Ф. Омори предложил статическую теорию расчета сооружений при действии сейсмических нагрузок. При этом сооружение предполагается абсолютно жестким, а инерционные сейсмические нагрузки вычисляются, при игнорировании собственных колебаний самого сооружения [89].

Сейсмические силы прикладываются как статические в центре тяжести и на их действие производят расчет конструкции. Очевидный недостаток этой методики заключается в том, что она не учитывает деформации сооружения. Таким образом, статическая теория справедлива лишь для достаточно жестких сооружений, деформациями которых можно пренебречь. Однако благодаря ее применению удалось впервые учесть сейсмические силы количественно и свести проектирование сейсмостойких сооружений к решению инженерной задачи.

Упрощенный квазистатический подход к моделированию динамических воздействий до сих пор применяется в инженерной практике, например, при учете нагрузок от ударов летящих предметов или взрывов [90,91]. Расчетное динамическое воздействие в этом случае заменяется статической нагрузкой, умножаемой на коэффициент динамичности, который выбирается таким образом, чтобы обеспечить достаточную консервативность результатов.

В 20е года прошлого века советский ученый К. С. Завриев [92] обратил внимание на роль в формировании НДС сооружения его собственных колебаний в начальный период землетрясения. А в 1934 французским ученым М. Био был разработан спектральный метод определения сейсмических сил [93]. Основная идея этого метода заключается в том, что зависимость коэффициента динамичности от частоты колебаний выводится на основе обработки записей колебаний грунта – акселерограмм, отвечающих фактическим землетрясениям.

С развитием теории сейсмостойкости спектральный метод, претерпев некоторые изменения, стал основным для расчета инерционных сейсмических нагрузок [88,94–97] и лег в основу большинства нормативных документов различных стран, в том числе и РФ [4]. Можно сказать, что он занимает промежуточное место между статическими и динамическими методами, поскольку, как и статический предполагает определение сейсмических инерционных нагрузок. Конструкция, вообще говоря, рассчитывается на статическое воздействие, а динамические свойства учитываются при определении расчетных величин самих нагрузок. При этом используется набор параметров, которые определены эмпирически на основе накопленного опыта прошлых землетрясений. Благодаря этому могут быть получены удовлетворительные оценки последствий воздействия землетрясений, несмотря на используемые в спектральной методике допущения и приближения.

К недостаткам, как квазистатических подходов, так и спектрального метода следует отнести и то, что материалы сооружения и основания принимаются линейноупругими. А значит геометрическая, конструктивная или физическая нелинейности не могут быть учтены.

Кроме того, необходимо отметить, что согласно пункту 6.3 из введенного в 2018 году СП 358.1325800.2017 оценку прочности гидротехнических сооружений, таких как высокие гравитационные бетонные плотины, следует проводить на основе расчетов, выполняемых по

динамической теории сейсмостойкости, а применение линейно-спектральной теории допустимо при расчете безнапорных гидротехнических сооружений и сооружений классов III и IV [8].

По мере роста возможностей вычислительной техники стали доступны для практического применения методы расчета, основанные на прямом пошаговом интегрировании уравнений движения [98–105]. Применение таких подходов позволяет еще больше приблизить математическую модель к поведению реального сооружения при действии динамических нагрузок и учесть изменение НДС во времени. Воздействие на сооружение задается в виде зависимостей ускорений от времени. При этом существуют различные подходы к формированию и способам задания расчетных акселерограмм [45,99,106], которые имеют свои ограничения и преимущества, а их использование в решении одних и тех же задач может приводить к существенно различающимся результатам.

Важным вопросом, возникающим при построении расчетных схем для решения динамических задач, является учет демпфирования в системе [107] и построение граничных условий, позволяющих обеспечить отсутствие отраженных от краев расчетной области волн. Одним из распространенных вариантов задания граничных условий при решении динамических задач является двойная асимптотическая граница [45,101–105,108].

1.3 Способы учета динамического взаимодействия элементов конструкций с жидкостью

Давление жидкости водохранилища на поверхность сооружения, вызванное сейсмическими колебаниями, оказывает существенное влияние на параметры НДС самого сооружения. В инженерной практике распространен легко реализуемый метод учета динамического взаимодействия конструкции с водной средой, который основан на использовании предположения о несжимаемости жидкости [109]. Вестергардом [110] были получены распределения давлений жидкости при сейсмическом воздействии. Он показал, что силы взаимодействия на контакте плотины и водохранилища пропорциональны сейсмическим ускорениям, а, следовательно, с некоторым допущением их можно моделировать в виде присоединенных масс, распределенных по напорной грани плотины. Метод присоединенных масс получил широкое распространение [111] и лег в основу методик, рекомендованных нормативными документами [4].

Моделирование влияния динамического воздействия водохранилища с использованием присоединенных масс обычно позволяет получить консервативные оценки НДС сооружения.

Однако в работах С.Г. Шульмана [112,113] и ряда других авторов отмечено, что при определенных глубинах водохранилища на НДС плотины может оказывать существенное влияние учет сжимаемости жидкости [45,114–116].

Подходы к моделированию совместной работы сооружения и области жидкости с учетом ее сжимаемости рассматриваются в работах И. С. Шейнина [117] А. М. Белостоцкого [118], А. А. Храпкина [119], Б. В. Цейтлина [34,35,43–45,109,120–122] и др. Большое внимание динамическому взаимодействию с жидкостью уделяется и в зарубежной литературе [114,123–134]. Отмечается так же влияние формы водохранилища на сейсмический отклик плотины [135], что может быть учтено при решении задачи в трехмерной постановке с учетом сжимаемости жидкости.

Для моделирования области жидкости с учетом ее сжимаемости могут быть выделены следующие подходы. Один из них использует уравнения акустических колебаний, в которых давление в жидкости рассматривается в качестве неизвестной [45,109]. Другой заключается в применении для области жидкости уравнений аналогичных уравнениям для «твердотельной» части системы [45,136,137]. В этом случае рекомендуется использовать значения коэффициента Пуассона не меньше 0,4995, что позволяет получить достаточное приближение результатов решения задачи взаимодействия области жидкости и сооружения [45]. При численном решении таких задач методом МКЭ для моделирования области жидкости могут быть использованы как 8-ми узловые трехмерные элементы [138] так и 20-ти узловые [139].

Важным фактором, влияющим на результаты расчетов при моделировании водохранилища, является корректное задание граничных условий в области контакта жидкости и дна водохранилища [140]. Дно водохранилища и скапливающиеся на нем наносы способны поглощать часть энергии распространяющихся в жидкости волн. Связанные с этим эффектом вопросы рассматриваются, например, в [131]. Влияние наносов может быть учтено в расчетной модели как непосредственным моделированием слоя с соответствующими физико-механическими свойствами, так и дополнительным слагаемым в уравнениях, описывающих контакт области жидкости и основания [45].

1.4 Учет нелинейного поведения бетона

Согласно пункту 4.3 из СП 358.1325800.2017: «гидротехнические сооружения должны воспринимать МРЗ (максимальное расчетное землетрясение) без угрозы собственного разрушения, в том числе ВСНФ (водоподпорное сооружение в составе напорного фронта) всех

классов - без угрозы прорыва напорного фронта, а МНГС (морское нефтегазопромысловое сооружение) - без угрозы собственного разрушения и без угрозы повреждений, приводящих к выбросу в окружающую среду углеводородов» [8]. В тоже время возможны любые иные повреждения сооружения и основания, в том числе нарушающие нормальную эксплуатацию объекта. В соответствии с этим допустимо появление локальных зон трещинообразования и частичное разрушение бетона. Кроме того, в соответствии с [141] при проектировании зданий и сооружений классов КС-2 и КС-3 нормального и повышенного уровней предписывает обеспечить надежность строительных конструкций при аварийных ситуациях природного, техногенного и антропогенного характера, которые могут приводить к разрушению или повреждению зданий, сооружений. При этом необходимо оценить последствия такого воздействия с учетом возможного локального повреждения несущих конструкций и не допустить обрушения сооружения.

Нелинейное поведение бетона, обусловленное в первую очередь трещинообразованием, проявляется в более сложной форме, чем нелинейность стали [142]. Предлагаемые нормативными документами кусочно-линейные аппроксимации диаграмм деформирования бетона [143] описывают работу материала до стадии трещинообразования, что оказывает существенное влияние на результаты математического моделирования [144]. В то же время современные возможности вычислительной техники позволяют применять модели материалов, достаточно подробно учитывающие различные особенности нелинейное поведение бетона, связанные с микротрещинообразованием [145].

1.4.1 Особенности нелинейного поведения бетона

В общем случае нелинейное поведение бетона определяется как его пластическим деформированием, так и образованием микротрещин. При разрушении бетона пластическое течение практически отсутствует, и почти вся зона нелинейных деформаций является зоной предразрушения. Подобный тип разрушения называется квазихрупким.

В [71] приводятся результаты экспериментов по испытаниям бетонных образцов на разрывной машине, в результате которых были получены и описаны зависимости напряжений от деформаций при растяжении. Авторы выделяют три характерных участка диаграммы деформирования: I – восходящая линейная ветвь соответствует упругой стадии работы материала, II – условно горизонтальный участок характерный для стадии интенсивного дисперсного микротрещинообразования, III – нисходящий криволинейный участок на стадии

раскрытия трещин. Отмечается также, что размеры данных участков мало зависят от возраста бетона.

Вследствие микротрещинообразования механические свойства бетона изменяются, но бетон продолжает сопротивляться внешним воздействиям. При расчете бетонных и железобетонных конструкций принято, как правило, ограничиваться учетом восходящей ветви диаграммы зависимости напряжений от деформаций в соответствии с рекомендациями нормативных документов [143]. Однако, прочность и деформативность бетона при разрушении определяются во многом нисходящей ветвью диаграммы деформирования бетона при растяжении. В [146] приводится полученный на основе экспериментальных данных характерный для бетона общий вид полностью равновесной диаграммы деформирования (ПРДД), которая описывает поведение образца из бетона при растяжении вплоть до полной потери его несущей способности (рисунок 1.1).

Авторы выделяют четыре основных характерных участка диаграммы деформирования:

I – восходящая ветвь, рост потенциальной энергии деформаций;

II – начальный этап разрушения бетона, соответствующий локализации деформаций;

III – нисходящая ветвь до появления макротрещины;

IV – развитие макротрещины.

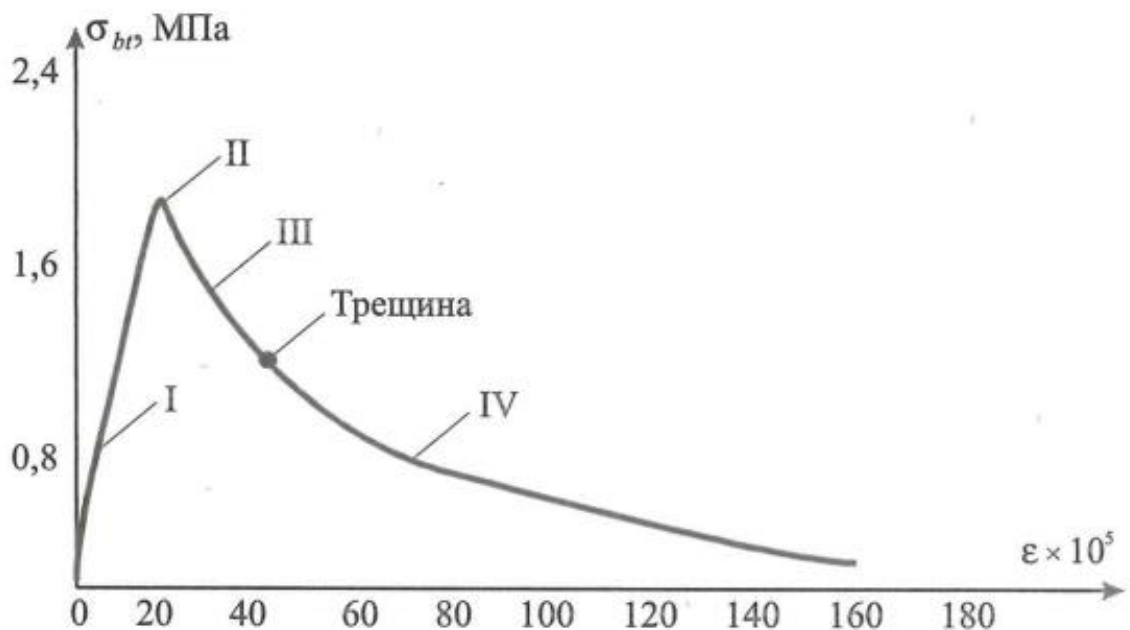


Рисунок 1.1 – Полностью равновесная диаграмма деформирования бетона при растяжении [146]

Второй и третий участки описывают поведение бетона, не потерявшего сплошности, но с проявлениями деструкции, связанной, по-видимому, с активным образованием микротрещин, что характеризуется накоплением необратимых деформаций. Микротрещины

предположительно равномерно распределены в зоне предразрушения. Четвертый, более пологий участок на ниспадающей ветви диаграммы деформирования связывают с ростом градиента деформаций при разрушении испытуемого образца.

Представленные в литературе зависимости напряжений бетона от деформаций, полученные на основе экспериментальных данных имеют схожий характер [71,146,147], незначительно различается лишь деление этих диаграмм на характерные участки, носящее условный характер. Современными авторами в основном не принято выделять горизонтальный участок диаграммы деформирования при растяжении, так же зачастую предлагается считать восходящую ветвь линейной, до достижения значений близких к пределу прочности.

1.4.2 Основные модели разрушения бетона

В начале 60-х годов на основе гипотезы о том, что напряжения в вершине трещины конечны, были предложены модели разрушения Г. И. Баренблатта [148] и Дагдейла-Леонова-Панасюка [149]. Обе модели имеют сходства, а в случае макроскопических трещин приводят к одним и тем же результатам и качественно описывают многие эффекты, наблюдаемые при квазихрупком разрушении.

В 70-80е годы начали появляться модели, специально разработанные применительно к бетону, например, модели Л.П. Трапезникова [72]. Разрушение бетона разделяется на несколько стадий: образование зоны предразрушения, ее подрастание до некоторого предельного значения, образование макротрещины и рост макротрещины [146].

В зарубежной литературе с начала 80-х годов получила распространение модель «фиктивной» трещины или модель Хиллеборга-Моде-Петерсона [150,151]. Согласно этой модели деформации ε распределены равномерно по длине образца до достижения внешними напряжениями значения предела прочности на растяжение f_t (R_{bt} в обозначениях, принятых в РФ). Общее удлинение Δl образца длиной l равно: $\Delta l = \varepsilon l$. Достижение напряжениями значения предела прочности на растяжение сопровождается образованием зоны предразрушения (локализованной деформации). После этого общее удлинение Δl принимается равным сумме удлинений от равномерно распределенной деформации ε и от дополнительной локализованной деформации w , возникающей в зоне предразрушения: $\Delta l = \varepsilon l + w$. Деформация w считается локализованной в сечении с начальной шириной равной нулю, таким образом, зона предразрушения заменяется условным разрезом или фиктивной трещиной.

Описанные выше выражения дают лишь соотношение между двумя видами деформаций. Для описания зависимости между напряжениями и деформациями обычно используются две диаграммы: зависимость напряжений от деформаций вне зоны предразрушения и зависимость напряжений от раскрытия фиктивной трещины в самой зоне предразрушения. В общем случае вид каждой из двух диаграмм зависит от множества факторов, таких как скорость деформирования, предыстория нагружения, температурные воздействия. Однако обе диаграммы считаются независимыми от формы и размеров образца. В простейшем случае можно принять, что бетон ведет себя как линейноупругий материал до достижения напряжениями предельных значений $f_t (R_{bt})$. При дальнейшем нагружении появляется зона микротрещинообразования, которая заменяется условным разрезом. По берегам разреза действуют нормальные напряжения, изменяющиеся от $f_t (R_{bt})$ до нуля. В первоначальном упрощенном варианте связь между напряжения σ и раскрытием трещины w предполагалась линейной, но позже П. Е. Петерсоном была предложена билинейная аппроксимация этой зависимости, которая качественно более близка к кривым зависимости напряжений от деформаций бетона при испытании образцов на растяжение [146].

Для образования единицы поверхности трещины необходима энергия, равная площади под кривые зависимости напряжений от величины раскрытия фиктивной трещины w [146]:

$$G_F = \int_0^{w^1} \sigma_t(w) dw \quad (1.1)$$

Таким образом, вводится понятие удельной энергии разрушения G_F (Н/м) – работа, необходимая для образования трещины единичной поверхности. Удельная энергия разрушения материала по определению равна площади под диаграммой зависимости напряжений σ от величины раскрытия фиктивной трещины w .

Для описания поведения бетона согласно модели фиктивной трещины необходима информация о трех основных параметрах: пределе прочности $f_t (R_{bt})$, начальном модуле упругости E_0 и удельной энергии разрушения G_F . Величина G_F является параметром материала и, вообще говоря, может сильно варьироваться в зависимости от состава бетона, крупности и свойств заполнителя, что подтверждается экспериментальными исследованиями [146]. В [152] приводятся результаты опытов по определению свойств гидротехнического бетона для различных составов смесей, в том числе и изменение энергии разрушения в зависимости от характерного размера заполнителя.

1.4.3 Методы численного решения задачи о распространении трещин

Традиционный подход к решению задач распространения трещин обычно основывается на использовании одного из следующих методов [153–159]:

1. определение коэффициентов интенсивности напряжений k_1, k_2, k_3 и сопоставление найденных значений с критическими значениями для данного материала (или для слоя между материалами) k_1^c, k_2^c, k_3^c ;

2. определение интенсивности освобождения упругой энергии при росте трещины G и ее сопоставление с критическим значением для данного материала G^c ;

3. вычисление J -интеграла, который численно равен интенсивности освобождения упругой энергии при росте трещины.

При выполнении расчетов в рамках линейной теории упругости коэффициенты интенсивности напряжений связаны с удельной интенсивностью освобождения упругой энергии при росте трещины соотношением:

$$G = \frac{B}{E}(k_1^2 + k_2^2) + \frac{1+\nu}{E}k_3^2, \quad (1.2)$$

где E – модуль упругости, ν – коэффициент Пуассона, для плоского напряженного состояния $B = 1$, а для плоской деформации $B = 1 - \nu^2$.

Использование уравнений Вестергарда позволяет связать коэффициенты интенсивности напряжений деформациями в окрестности устья трещины:

$$k_1 = \frac{Eu_1}{4B} \sqrt{\frac{2\pi}{r}}, \quad k_2 = \frac{Eu_2}{4B} \sqrt{\frac{2\pi}{r}}, \quad k_3 = \frac{Eu_3}{2(1+\nu)} \sqrt{\frac{2\pi}{r}}, \quad (1.3)$$

где u_i ($i = 1, 2, 3$) – открытие трещины на расстоянии r от устья.

Кроме вычисления интенсивности освобождения упругой энергии при росте трещины G , или коэффициентов интенсивности напряжений k_1, k_2, k_3 используется ряд критериев для определения направления роста трещины. Наиболее широко используются критерии максимума интенсивности освобождения упругой энергии при росте трещины, а также критерий, основанный на вычислении коэффициентов интенсивности напряжений k_1 и k_2 :

$$tg(\theta) = \frac{k_2}{k_1}, \quad (1.4)$$

где θ – угол поворота трещины.

Среди методов численного решения задач распространения трещин наиболее распространен подход, основанный на использовании сингулярных конечных элементов. При исследовании процесса роста трещины сингулярные узлы элемента должны находиться на фронте трещины вследствие чего на каждом шаге вычислительного алгоритма конечно-

элементная сетка должна быть перестроена [160]. Отметим, что при решении задачи распространения трещин следует учитывать напряженные состояния, вычисленные на предшествующих этапах нагружения, и выполнять суперпозицию напряженных состояний, построенных на различных этапах расчета. Однако необходимость перестроения сеток конечных элементов затрудняет выполнение указанной процедуры.

Для решения задач распространения трещин без перестроения сетки конечных элементов могут быть использованы два подхода. Первый из них основан на расширенном методе конечных элементов (X-FEM) [161,162]. При использовании указанного метода в набор функций, аппроксимирующих поля перемещений внутри элементов, включаются как функции, моделирующие асимптотическое поведение перемещений в районе устья трещины, так и функции с разрывами, моделирующими вызванные наличием трещин скачки перемещений. Поэтому при распространении трещин пересчитываются только матрицы элементов, через которые указанные трещины прошли на последнем этапе расчета.

Второй подход основан на использовании когезионных элементов, т.е. элементов со сцеплением. Использование указанного подхода позволяет избежать использования сингулярных элементов и перестроения конечно-элементной сетки. Использование когезионных элементов наиболее эффективно, если траектории развития трещин известны априори. Двухузловые элементы данного типа связывают узлы, расположенные на разных берегах возможной трещины, а определяющие силу взаимодействия узлов характеристики элементов моделируют критические значения интенсивности освобождения упругой энергии при росте трещины G^c .

Методы, которые должны использоваться при исследовании процессов разрушения конструкций определяются отношением характерного размера поперечного сечения рассматриваемого элемента конструкции D к величине l [163]. Так, при $D/l \geq 100$ рекомендуется использовать методы линейной механики разрушения, при $5 < D/l \leq 100$ – нелинейную механику квазихрупкого разрушения, при $D/l < 5$ необходимо учитывать нелокальность повреждений [164] и использовать такие подходы, как метод дискретного элемента.

При численной реализации для аппроксимации кривой разупрочнения обычно используется билинейная зависимость растягивающих напряжений от величины раскрытия трещины (рисунок 1.2). Для построения указанной зависимости должны быть известны 4 параметра: σ_t , σ^* , w_0 , w_f . Приведенному набору параметров билинейной когезионной модели соответствуют две характеристики, имеющие размерность удельной интенсивности высвобождения поверхностной энергии:

$$G_F = \int_0^{\infty} f(w)dw, G_f = \frac{\sigma_t w_0}{2} \quad (1.5)$$

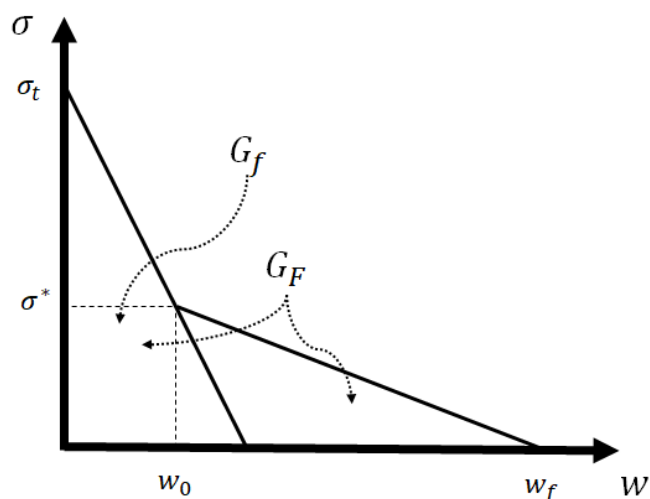


Рисунок 1.2 – Зависимость растягивающих напряжений от величины раскрытия трещины в соответствии с билинейной когезионной моделью

Данным значениям G_F и G_f соответствуют два параметра длины, характеризующих размер зоны предразрушения [163,165]:

$$l_1 = \frac{E G_f}{\sigma_t^2}, l_{ch} = \frac{E G_F}{\sigma_t^2} \quad (1.6)$$

В [166–168] на основании сопоставления выполненных разными авторами результатов исследований установлено, что с высокой степенью точности выполняются соотношения:

$$G_F \cong 2.5G_f, l_{ch} \cong 2.5l_1 \quad (1.7)$$

Параметры билинейной модели (рисунок 1.2) удовлетворяют соотношению:

$$w_f = \frac{2}{\psi \sigma_t} (G_F - (1 - \psi)G_f), \quad (1.8)$$

где $\psi = \sigma^*/\sigma_t$.

Принимая в соответствии с [169] $\psi = 0.25$ получаем соотношения, позволяющие построить двухпараметрическую когезионную модель:

$$w_f = \frac{14G_f}{\sigma_t} = \frac{5.6G_F}{\sigma_t} = 7w_0 \quad (1.9)$$

Для проведения инженерных расчетов предпочтительнее использовать приведенную выше двухпараметрическую модель, для которой необходимо иметь не более двух параметров: предел прочности на растяжение σ_t , а также один из энергетических параметров: G_F или G_f . При этом следует отметить, что имеются усложненные экспериментальные методики, позволяющие независимо определить все 4 параметра модели [164].

С конца прошлого века получила распространение так называемая «пластическая модель поврежденности бетона» (concrete damage plasticity model или CDP) [81,156,170–176], основанная на модели «фиктивной трещины» Хиллеборга-Моде-Петерсона с модификациями Люблинера, Ли и Фенвеса [171,174]. Она нашла широкое применение при расчетах

железобетонных сооружений [79,177–180], в том числе и гидротехнических, на действие как статических, так и динамических нагрузок [181–187]. Поведение материала в соответствии с моделью CDP определяется в первую очередь диаграммами зависимости напряжений от деформаций, которые задаются независимо для сжатия и растяжения. Кроме того, модель поврежденности позволяет учитывать деградацию модуля упругости за счет дополнительного параметра d , принимающего значения от 0 до 1 в зависимости от степени разрушения материала. Для практического применения модели CDP необходимо иметь информацию о большом наборе параметров, экспериментальное определение которых требует проведения серии трудоемких испытаний [81,176].

Математические модели, описывающие нелинейное поведение бетона, требуют задания дополнительных параметров, корректный выбор которых на основе нормативных и экспериментальных данных является важным условием для получения достоверного результата.

При рассмотрении объектов повышенной опасности, таких как гидротехнические сооружения, в современной расчетной практике принято использовать так называемые «тяжелые» программные пакеты, реализующие метод конечных элементов. Они открывают широкий набор возможностей по моделированию физико-механических процессов различной сложности. Тем ни менее, именно за исследователем стоит выбор такого рационального подхода к моделированию, который позволит с достаточной точностью оценить параметры прочности и устойчивости сооружения с учетом требований нормативных документов.

1.5 Выводы по первой главе

На основе анализа данных, приведенных в литературных источниках, выделены факторы, оказывающие существенное влияние на результаты моделирования динамического поведения бетонных гидротехнических сооружений:

- учет особенностей нелинейного поведения бетона, связанного с образованием трещин;
- способ задания воздействия, что особенно актуально в случае рассмотрения сейсмических нагрузок;
- формирование граничных условий по краям расчетной области и параметров, обеспечивающих затухание в системе;

- учет совместной работы системы «сооружение-основание-водохранилище» и гидродинамического воздействия с жидкостью.

Развитие вычислительной техники открывает новые возможности по применению моделей, более точно описывающих поведение сооружений. Совершенствование используемых в расчетной практике методик и их актуализация в соответствии с современными возможностями численного моделирования, а также их адаптация к применению для гидротехнических сооружений с учетом отечественной нормативной базы является основной целью представленной работы. В связи с этим определены основные задачи работы:

- оценка влияния на динамическое поведение модели сооружения таких факторов как способ задания сейсмического воздействия, граничные условия по краям расчетной области, учет сжимаемости жидкости;
- оценка влияния параметров упругопластической модели бетона на результаты численного моделирования;
- разработка усовершенствованной методики численного моделирования динамического поведения системы «сооружение-основание-водохранилище» с учетом нелинейного поведения бетона;
- реализация и верификация разработанной методики в сертифицированном программном комплексе, реализующем метод конечных элементов;
- применение разработанных методик для моделирования НДС бетонной плотины при действии сейсмических нагрузок и оценки влияния сейсмических воздействий на прочность и устойчивость плотины на сдвиг.

Глава 2 Разработка уточненной методики моделирования бетонных плотин при действии динамических нагрузок и решение тестовых задач

Стремление к получению наиболее точных результатов прогнозирования НДС сооружения при действии динамических нагрузок на основе результатов численного моделирования требует обоснованного выбора подходов к учету основных факторов, влияющих на параметры НДС модели системы «сооружения-основания-водохранилище». Для решения этой задачи автором проведена серия тестовых расчетов и на основе анализа полученных результатов обозначены основные преимущества и недостатки используемых подходов к учету таких факторов, как способ задания сейсмического воздействия, выбор граничных условий по краям расчетной области, гидродинамического воздействия жидкости.

Расчетные исследования проводились методом конечных элементов (МКЭ) с использованием программных комплексов ANSYS и Abaqus. В качестве объекта исследования при решении тестовых задач была выбрана модель плотины Бурейской ГЭС, разработанная во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева при непосредственном участии автора совместно с Б.В. Цейтильным, Е.Ю. Витохниным и С.А. Ле-Захаровым [34,35,44,45]. Стоит отметить, что представленные в данной главе результаты были получены с использованием линейноупругих моделей поведения материалов. Особенности моделирования с учетом нелинейного поведения бетона рассматриваются далее в главе 3.

2.1 Расчетные модели, применяемые при проведении тестовых расчетов

Основная расчетная трехмерная модель включает плотину, здание ГЭС, прилегающую область скального основания и водохранилища. При построении расчетной модели учитывается неоднородность физико-механических свойств скального основания и бетонной плотины, что позволяет варьировать степень участия различных конструктивных элементов в статической и динамической работе сооружения. При построении области скального основания следует по возможности учитывать наличие тектонических разломов, для которых принимаются пониженные значения упругих модулей [38,45]. Вопросы влияния тектонических разломов на НДС плотины были рассмотрены в работах [36,39,42,47,48]. На приведенной схеме (рисунок 2.1) разными цветами обозначены материалы с различными физико-механическими свойствами. Укрупненный фрагмент трехмерной модели для области вблизи плотины

представлен на рисунке 2.2. Конечно-элементная модель системы «сооружение-основание-водохранилище» содержит 288821 узлов и 1560435 элементов [45].

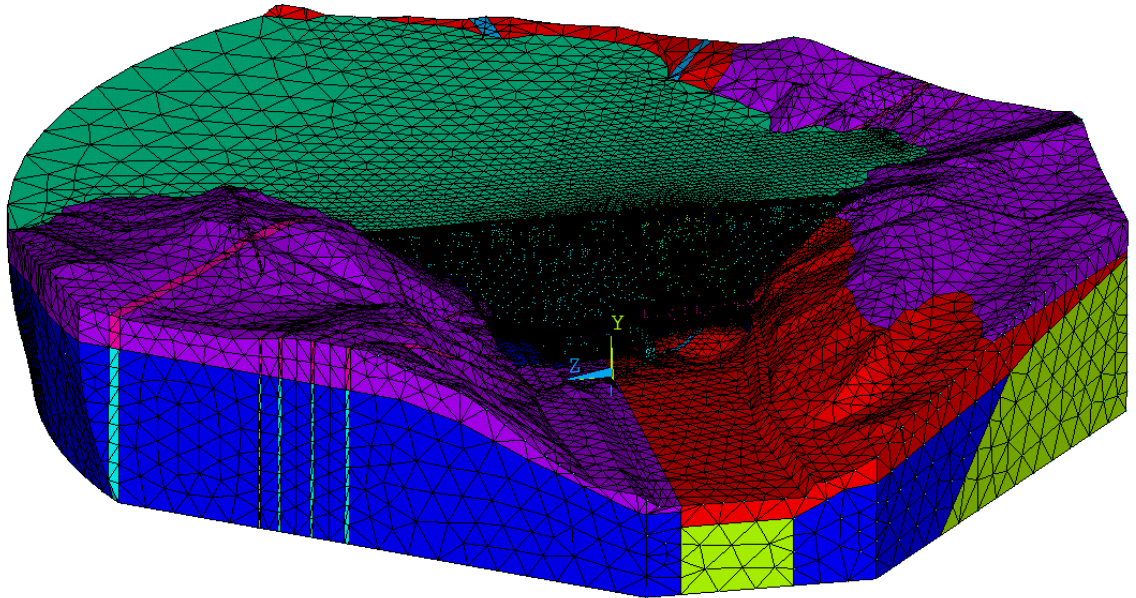


Рисунок 2.1 – Трехмерная конечно-элементная модель системы «сооружение-основание-водохранилище»

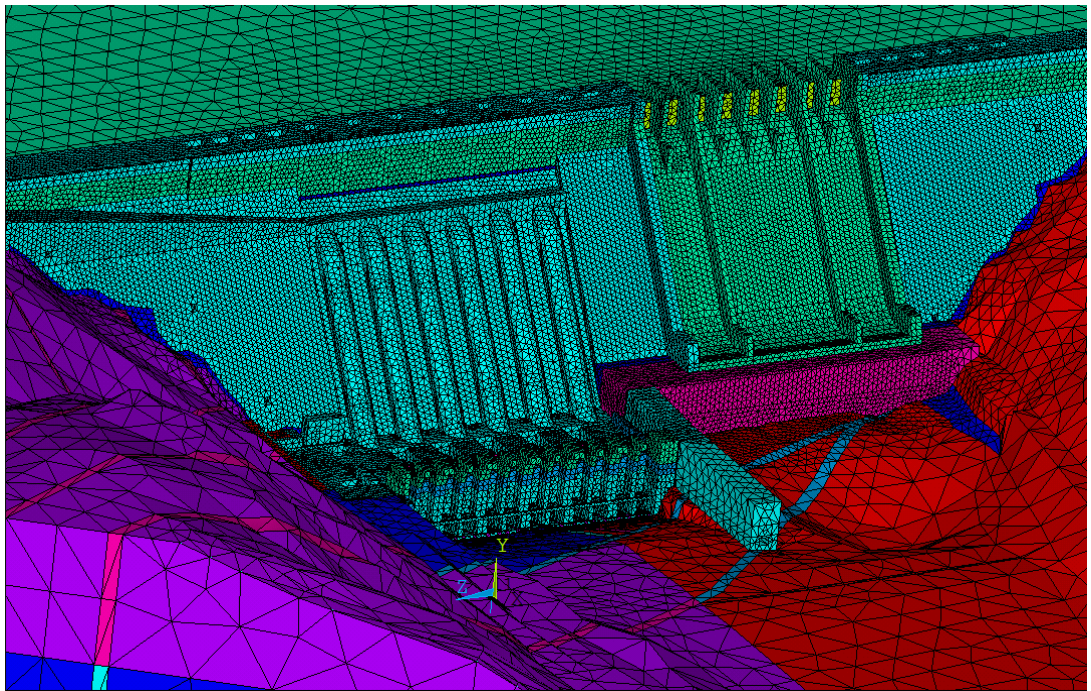


Рисунок 2.2 – Трехмерная конечно-элементная модель системы «сооружение-основание-водохранилище». Показана примыкающая к плотине область

Наряду с пространственными расчетными схемами при выполнении тестовых расчетов, использовались расчетные схемы плоской задачи. На основе данных о геометрии и зонировании по параметрам материалов срединных сечений соответствующих секций пространственной модели автором были построены двумерные модели трех типовых секций (рисунки 2.3-2.5) [45]:

1. **Модель секции 16** (глухой) включает 6006 узлов, 19606 степеней свободы, 5990 элементов (4460 элементов типа PLANE182, 1452 элемента типа FLUID29, 12 элементов типа FLUID129, 66 элементов COMBIN14).

2. **Модель секции 19** (станционной) включает 16263 узла, 51179 степеней свободы, 15968 элементов (13577 элементов типа PLANE182, 2238 элемента типа FLUID29, 15 элементов типа FLUID129, 138 элементов COMBIN14).

3. **Модель секции 29** (водосбросной) включает 7707 узлов, 20324 степеней свободы, 7510 элементов (5948 элементов типа PLANE182, 1480 элемента типа FLUID29, 12 элементов типа FLUID129, 70 элементов COMBIN14).

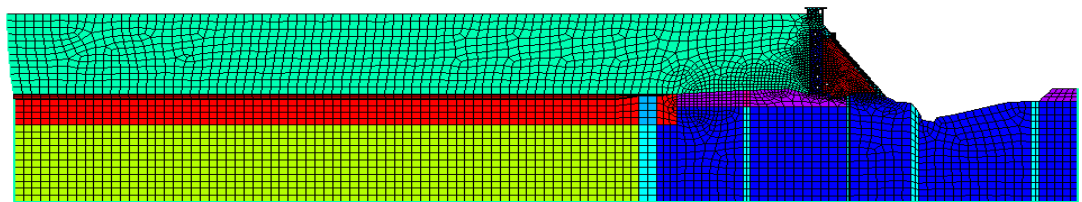


Рисунок 2.3 – Двумерная конечно-элементная модель глухой секции

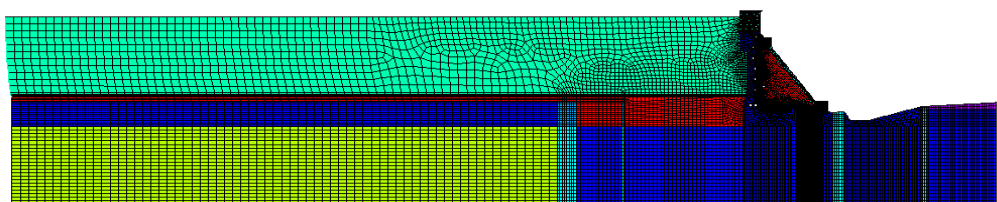


Рисунок 2.4 – Двумерная конечно-элементная модель станционной секции

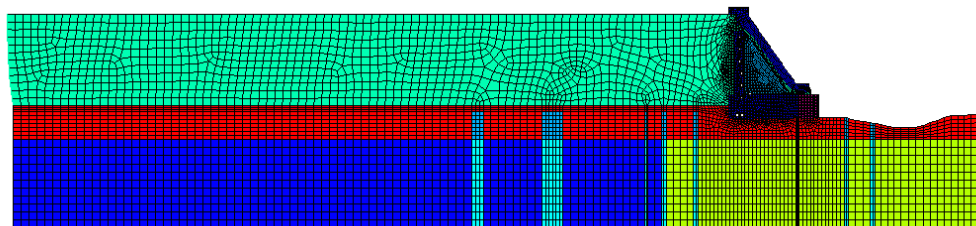


Рисунок 2.5 – Двумерная конечно-элементная модель водосбросной секции

2.2 Основные соотношения, используемые при выполнении динамических расчетов

При решении динамических задач, используется подход, основанный на методе Ньюмарка для прямого пошагового интегрирования уравнений движения. Уравнения движения относительно перемещений в неинерциальной системе координат представляются в виде [13,98]:

$$M\ddot{u} + B\dot{u} + Ku = -MW_0 + R_w, \quad (2.1)$$

$$W_0 = I_x\ddot{X}_0 + I_y\ddot{Y}_0 + I_z\ddot{Z}_0, \quad (2.2)$$

где M , B , и K – матрицы масс, демпфирования и жесткости;

u – вектор перемещений;

\ddot{X}_0 , \ddot{Y}_0 и \ddot{Z}_0 – ускорения основания в направлениях глобальных осей координат;

R_w – вектор, который характеризует силы, в узлах по контакту области жидкости и твердого тела;

I_x , I_y и I_z – векторы, направляющих косинусов.

Для учета распределённого затухания в системе используется общепринятый метод Рэлея, который подразумевает представление матрицы демпфирования B в виде линейной комбинацией матриц инерции M и жёсткости K :

$$B = \alpha M + \beta K \quad (2.3)$$

Значения коэффициентов α и β вычисляются по следующим формулам [98]:

$$\alpha = \frac{2(\xi_1\omega_2 - \xi_2\omega_1)\omega_1\omega_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (2.4a)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_2 - \xi_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (2.4b)$$

где ω_1 , ω_2 – определяют границы рассматриваемого частотного диапазона (рад/с);

ξ_1 , ξ_2 – значения параметров затухания в долях от критического для частот ω_1 , ω_2 соответственно. Значения параметров $\xi_1 = \xi_2 = \xi$ определяются по формуле:

$$\xi = \frac{\Delta}{\sqrt{(2\pi)^2 + \Delta^2}}, \quad (2.5)$$

где Δ – логарифмический декремент затухания.

При решении задач распространения волн убывание амплитуды, распространяющейся вдоль оси Ox гармонической плоской волны можно оценить соотношением:

$$A(x) = \exp\left(-\frac{\Delta}{\lambda}x\right), \quad (2.6)$$

где λ – длина волны.

2.3 Способы учета сейсмических воздействий при выполнении динамических расчетов

При выполнении расчетов на сейсмические воздействия можно выделить два альтернативных подхода учета сейсмических воздействий [38,45]. Использование первого из них заключается в выполнении расчета рассматриваемой системы на действие инерционных нагрузок, отвечающих сейсмическим ускорениям непригруженного основания на глубине нижней границы расчетной модели.

Задача построения акселерограммы на заданной глубине $z = l$ рассматривается в частотной области. Используется модель вертикально распространяющихся плоских волн в горизонтально-слоистом вязкоупругом полупространстве. Сейсмическое воздействие задается акселерограммой поверхности свободного основания $z = 0$.

Использование метода прогонки в сочетании с методом динамических жесткостей позволяет построить передаточную функцию [45]:

$$H^*(\omega) = w_l^*(\omega)/w_0^*(\omega), \quad (2.7)$$

где $w_0^*(\omega)$ и $w_l^*(\omega)$ – отвечающие частоте ω комплексные амплитуды спектральных составляющих ускорения на свободной поверхности и на глубине l соответственно.

Для определения акселерограммы на глубине используется аппарат преобразования Фурье:

$$w_l(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} H^*(\omega) w_0^*(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (2.8)$$

Модель вертикально распространяющихся плоских волн в горизонтально-слоистом вязкоупругом полупространстве допускает применять при пересчете акселерограмм одномерные модели. Для формирования комбинированных сейсмических воздействий в работе использовался метод и комплекс программ, разработанный Б.В. Цейтлиным во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева.

Второй подход опирается на метод суперпозиции [99]. В соответствии с ним вектор узловых перемещений системы записывается в виде суммы двух слагаемых [45]:

$$u = u_1 + u_2, \quad (2.9)$$

Первое слагаемое может быть представлено в виде вектора $u_1 = [u_{1s}^{iT}, u_1^{bT}, u_{1g}^{iT}]^T$, в котором перемещения внутренних узлов сооружения u_{1s}^i связаны с перемещениями граничных узлов непригруженного основания u_1^b ; перемещениями внутренних u_{1g}^i и граничных u_1^b узлов основания соответствуют свободным сейсмическим перемещениям непригруженного основания [45].

Для определения второго слагаемого u_2 используются уравнения движения системы «сооружение-основание», не учитывающие воздействие на основание инерционных сейсмических нагрузок [45]:

$$M\ddot{u}_2 + B\dot{u}_2 + Ku_2 = -M^S W_0 + R_w, \quad (2.10)$$

где M , B и K – матрицы соответственно масс, демпфирования и жесткости системы «сооружение-основание»;

M^S – матрица масс сооружения, которая может быть представлена в виде:

$$M^S = \begin{bmatrix} M_s^{ii} & M_s^{ib} & 0 \\ M_s^{bi} & M_s^{bb} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

Разбиение на блоки матрицы масс сооружения M_s в (2.11) соответствует разбиению на блоки вектора перемещений u . Таким образом, при определении u_2 в качестве переносного ускорения $\bar{w}_0 = [\ddot{X}_0, \ddot{Y}_0, \ddot{Z}_0]^T$ учитывается ускорение поверхности непригруженного основания, но инерционная нагрузка к узлам основания не прикладывается [45].

При проведении расчетных исследований в представленной работе используются трёхкомпонентные наборы акселерограмм. Пример исходных и пересчитанных на нижнюю границу расчетной области акселерограмм приведен на рисунках 2.6-2.11.

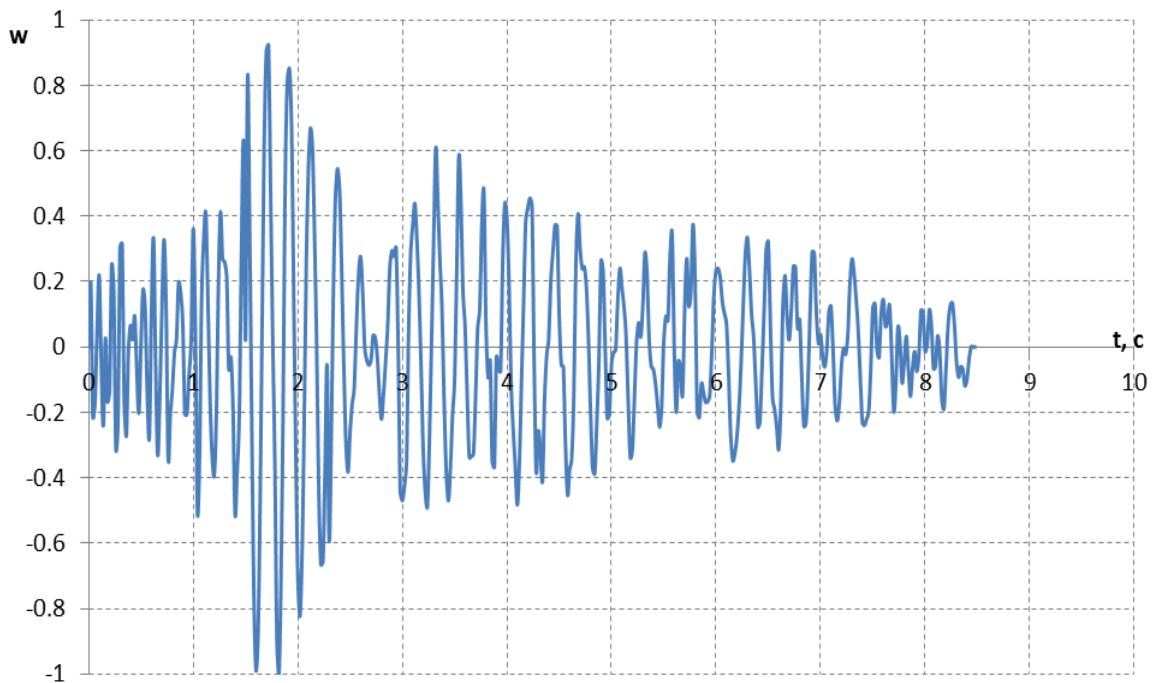


Рисунок 2.6 – Исходное воздействие по направлению вдоль потока

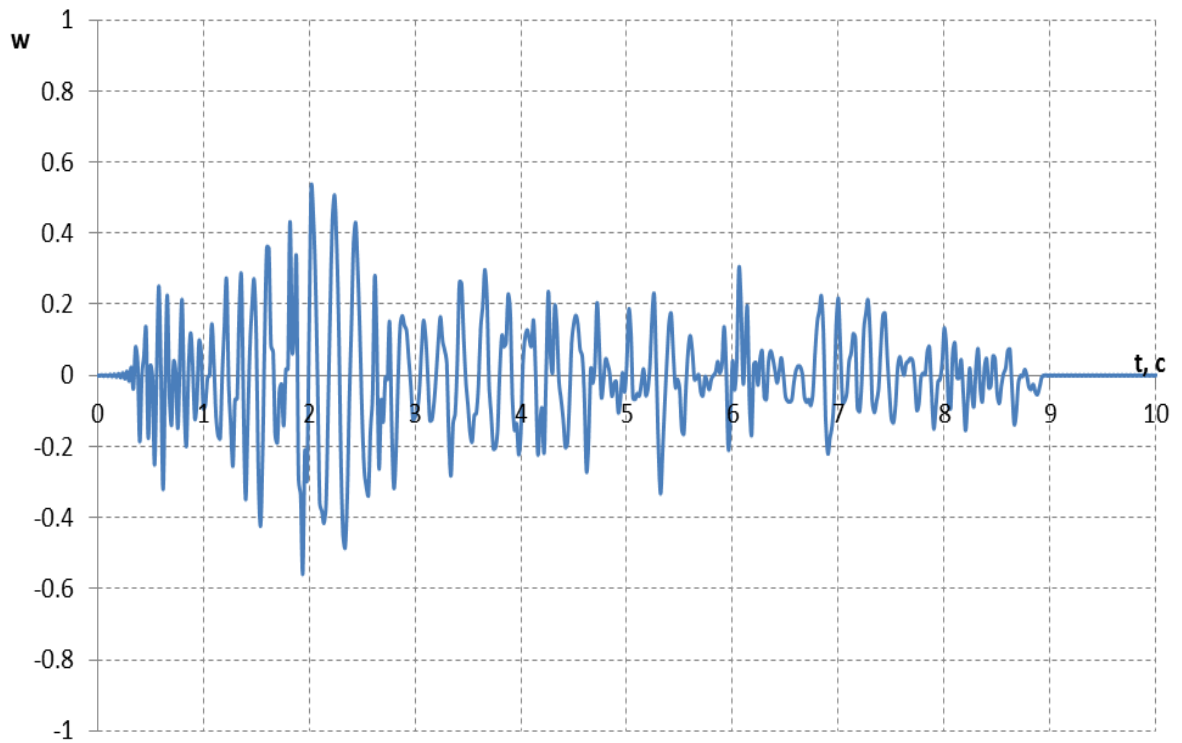


Рисунок 2.7 – Расчетное воздействие по направлению вдоль потока на отметке -10 м

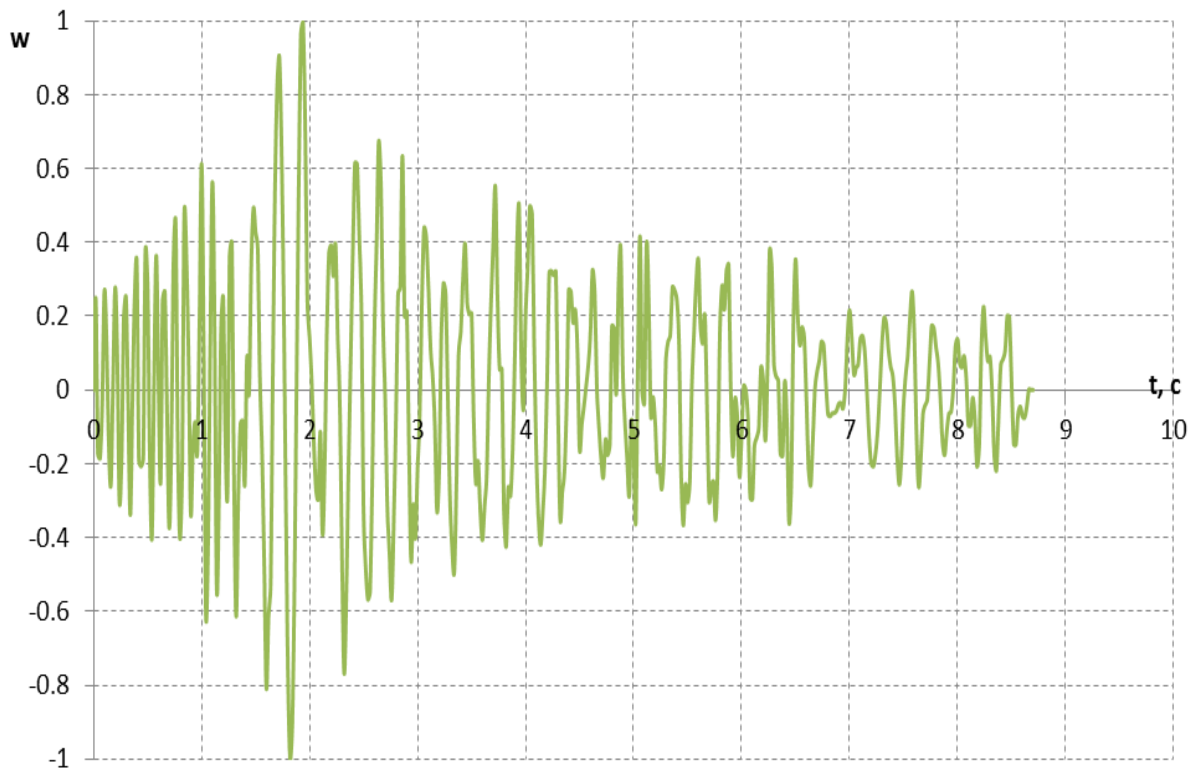


Рисунок 2.8 – Исходное воздействие по направлению поперек потока

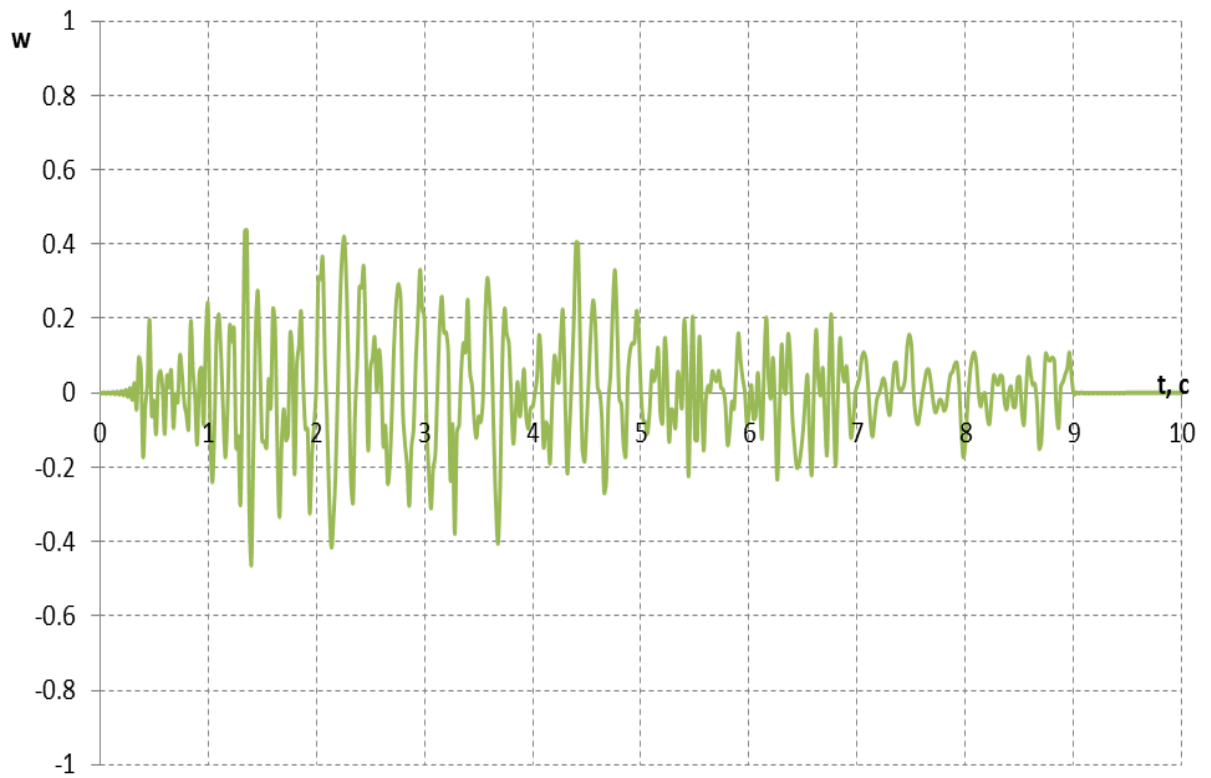


Рисунок 2.9 – Расчетное воздействие по направлению поперек потока на отметке -10 м

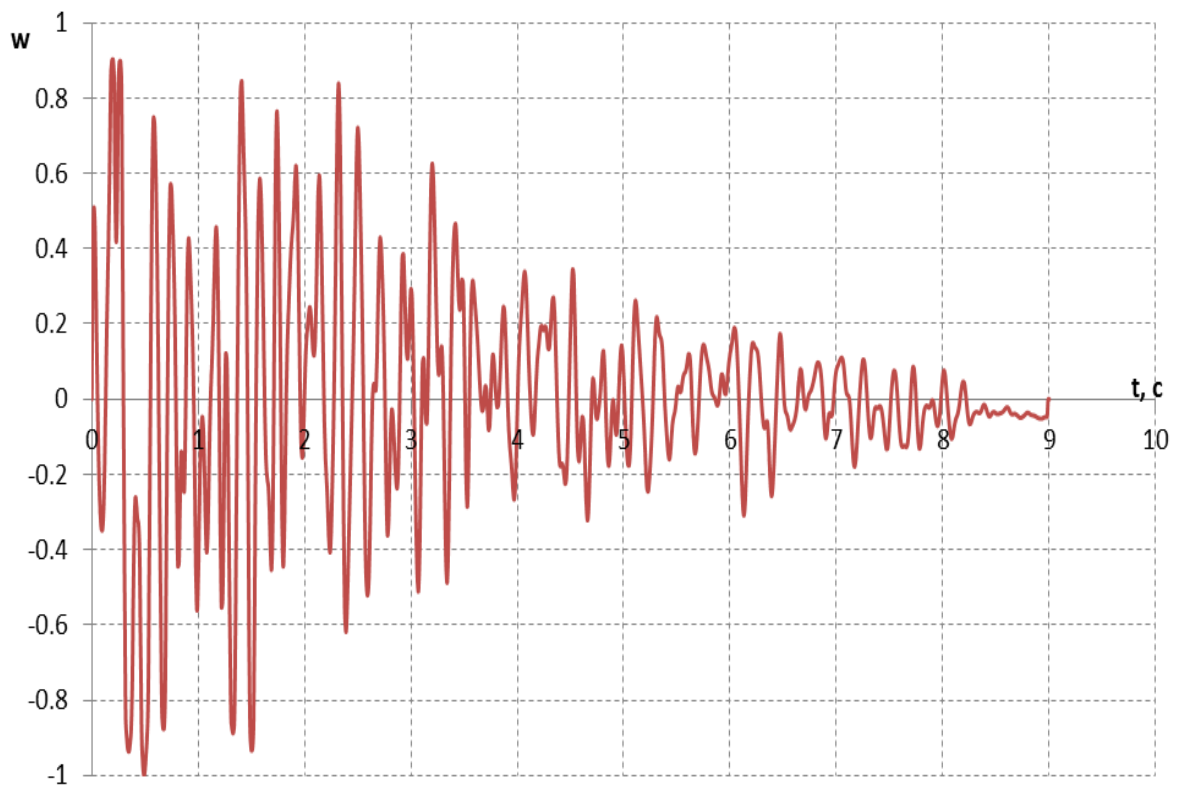


Рисунок 2.10 – Исходное воздействие в вертикальном направлении

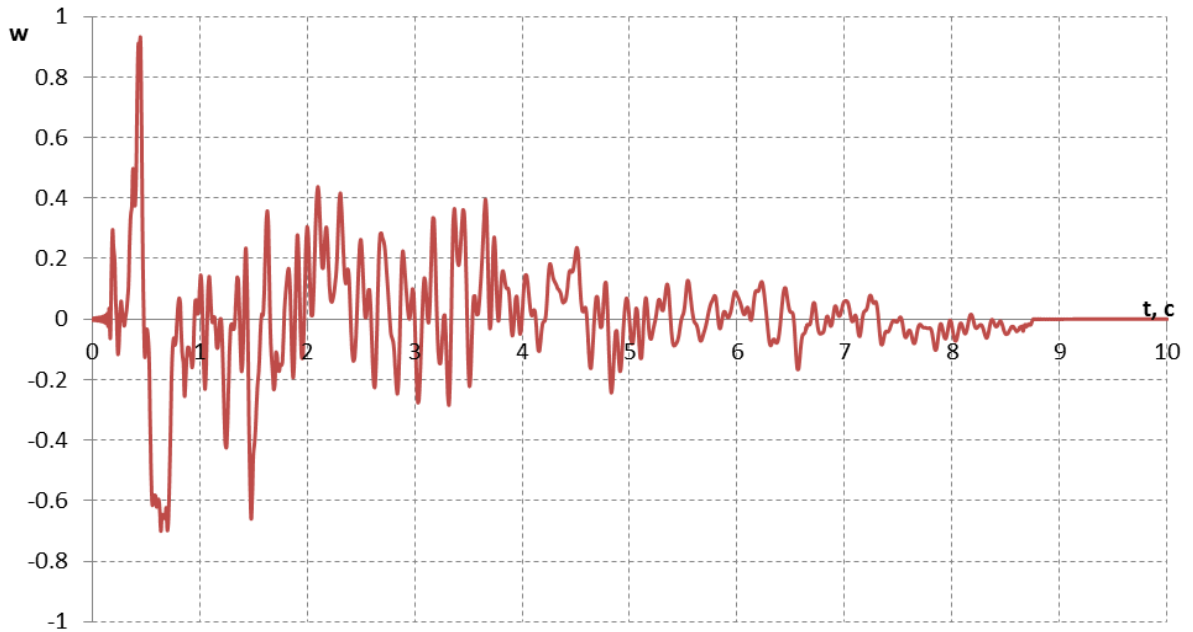


Рисунок 2.11 – Расчетное воздействие в вертикальном направлении на отметке -10 м

В ходе расчетных исследований, проведенных автором под руководством Б.В. Цейтлина при участии Е.Ю. Витохина и С.А. Ле-Захарова было рассмотрено влияние применяемого подхода к заданию сейсмического воздействия на НДС модели бетонной плотины при различных величинах демпфирования [45]. На рисунке 2.12 и в таблице 2.1 приведены полученные с использованием пространственной расчетной схемы результаты расчета вертикальных напряжений на напорной грани глухой секции.

Таблица.2.1 – Максимальные вертикальные напряжения σ_y , МПа на напорной грани при различных способах задания сейсмических воздействий и величинах демпфирования

Отметка, м	Вертикальные напряжения σ_y , МПа			
	Воздействие на нижней границе расчетной области	Метод суперпозиции, на нижней границе демпферы		Метод суперпозиции, на нижней границе заделка
		5%	2.50%	
167	2.45	1.08	0.96	0.85
188	3.52	1.33	1.24	0.94
203.5	3.97	1.50	1.39	1.02
218	4.02	1.51	1.38	1.05
233	3.43	1.38	1.23	0.84

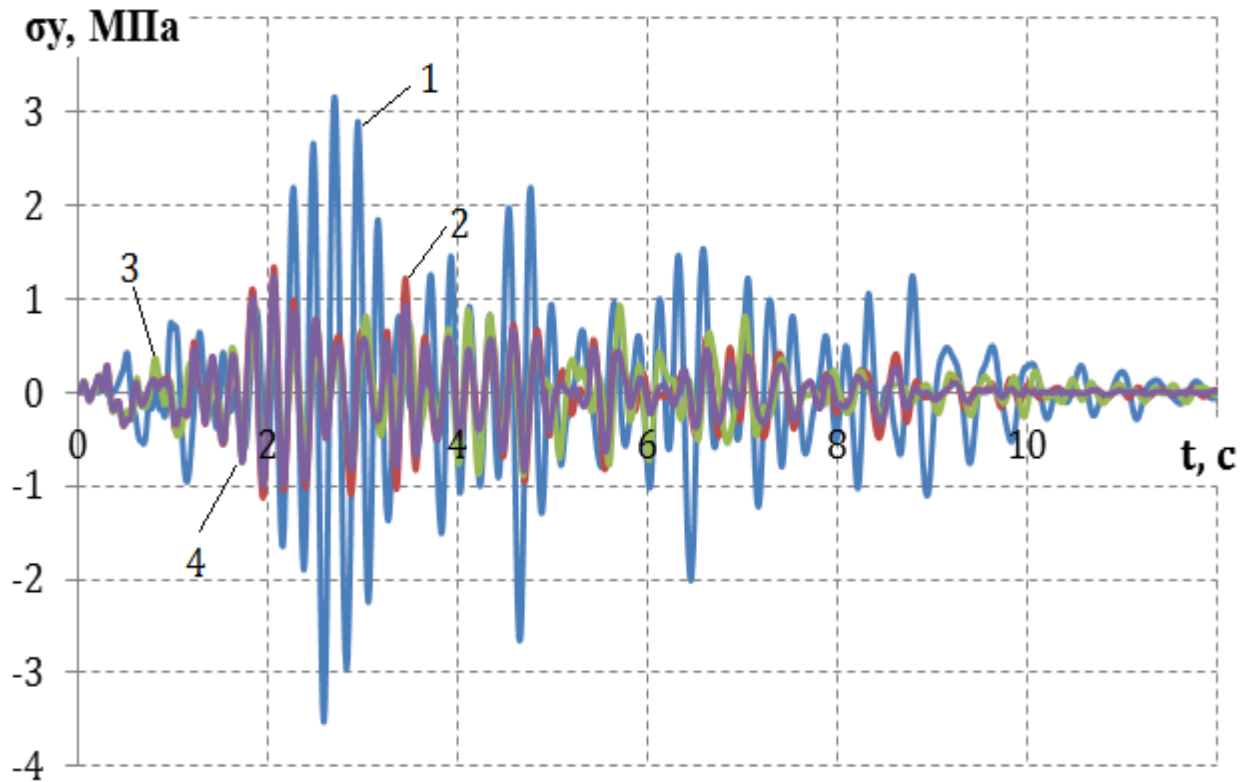


Рисунок 2.12 – Зависимость от времени t , с вертикальных напряжения σ_y , МПа на отметке 203,5 м напорной грани; 1 – с использованием сейсмического воздействия, пересчитанного на нижнюю границу расчетной области, демпфирование 5%; 2 – метод суперпозиции, демпфирование 2,5%; 3 – метод суперпозиции, демпфирование 2,5% с заделкой на нижней границе модели; 4 – метод суперпозиции, демпфирование 5% [45]

Из анализа полученных результатов можно заключить, что использование метода суперпозиции приводит к более низким значениям напряжений, чем при пересчете сейсмического воздействия на нижнюю границу расчетной области. Вероятно, это связано с существенными различиями двух подходов. Подход, основанный на пересчете воздействия для нижней границы, предполагает равномерное распределение ускорений вдоль нижней границы расчетной модели грунта, а метод суперпозиции – равномерное распределение ускорений вдоль дневной поверхности. Однако оба эти предположения, вообще говоря, не выполняются, что и приводит к появлению некоторой неточности результатов в обоих случаях.

Распределение ускорений вдоль дневной поверхности является исходной сейсмологической информацией. В то же время распределение ускорений вдоль нижней границы расчетной модели грунта – это результат расчета, выполненного с использованием одномерной расчетной схемы и гипотезы о вертикальном распространении сейсмических волн. Такой способ определения ускорений вдоль нижней границы расчетной модели может привести к удовлетворительным результатам для моделей основания, сходных с горизонтально-слоистым

полупространством. Характерные для ГТС расчетные модели основания зачастую существенно отличаются от таковых. Поэтому, когда полученное в результате пересчета на нижнюю границу области ускорение рассматривается как входное воздействие, на дневной поверхности, как правило, получаются ускорения, превышающие исходные.

Важно отметить, что при использовании воздействия, пересчитанного на нижнюю границу расчетной области основания, на нее должны быть заданы кинематические граничные условия (ограничение перемещений по нормали к поверхности). В то время как применение метода суперпозиции позволяет задать неотражающие граничные условия по нижней границе расчетной области основания, что приводит к снижению влияния паразитных резонансов расчетной области и как следствие к снижению расчетных сейсмических напряжений [45].

Оба способа учета сейсмических воздействий имеют свои ограничения и преимущества в применении, и их использование при решении одних и тех же задач может приводить к различающимся результатам. Значительное отличие результатов, полученных с использованием двух рассмотренных методов, указывает на необходимость учета различия воздействий на разных участках поверхности основания [45].

2.4 Постановка граничных условий на фиктивных границах

Для обеспечения условия неотражения волн от боковой поверхности расчетной области размеры учитываемой в модели области основания должны быть достаточно большими для того, чтобы за расчетное время волна не успевала достигнуть края модели, или, в крайнем случае, отраженная волна не достигала исследуемого сооружения. Однако при численном моделировании методом конечных элементов это приведет к существенному увеличению общего количества узлов и элементов конечно-элементной модели и, как следствие, существенному росту вычислительных затрат. Этого можно избежать рациональным построением краевых условий на границе. Распространенным при выполнении расчетов на сейсмические воздействия вариантом таких условий является двойная асимптотическая граница, которая представляет собой набор пружин и демпферов (рисунок 2.13), присоединенных в узлах границы расчетной области основания [45,46,101–105,108].



Рисунок 2.13 – Элементы «пружина-демпфер», присоединенные к граничным узлам основания.
К каждому узлу границы (точка на рисунке) присоединено 3 элемента «пружина-демпфер», действующих по трем направлениям в пространстве

Наборы пружин, используемых для аппроксимации низкочастотной составляющей решения [49]. Жесткость упругой пружины по определению является отношением силы к перемещению. Для определения узловых сил реакций и перемещений по краям моделируемой расчетной области выполняется серия дополнительных статических расчетов «расширенной» системы, которая представляет собой основную расчетную модель, объединенную с дополнительной областью основания. Размер дополнительной области должен быть достаточным для определения параметров напряженного состояния на границе с основной моделью. Жесткости наборов пружин определяются как отношения реакций в граничных узлах дополнительной конструкции к перемещениям соответствующих узлов [45]. Наборы демпферов, используемых для аппроксимации высокочастотной составляющей, определяются в соответствии с [45,50].

Для определения параметров двойной асимптотической границы построена расширенная модель системы «сооружение-основание-водохранилище», габариты которой по всем направлениям увеличены приблизительно в 5 раз по сравнению с исходной моделью (рисунок 2.14). Модель включает 269116 узлов (807348 степеней свободы) и 1420242 элементов.

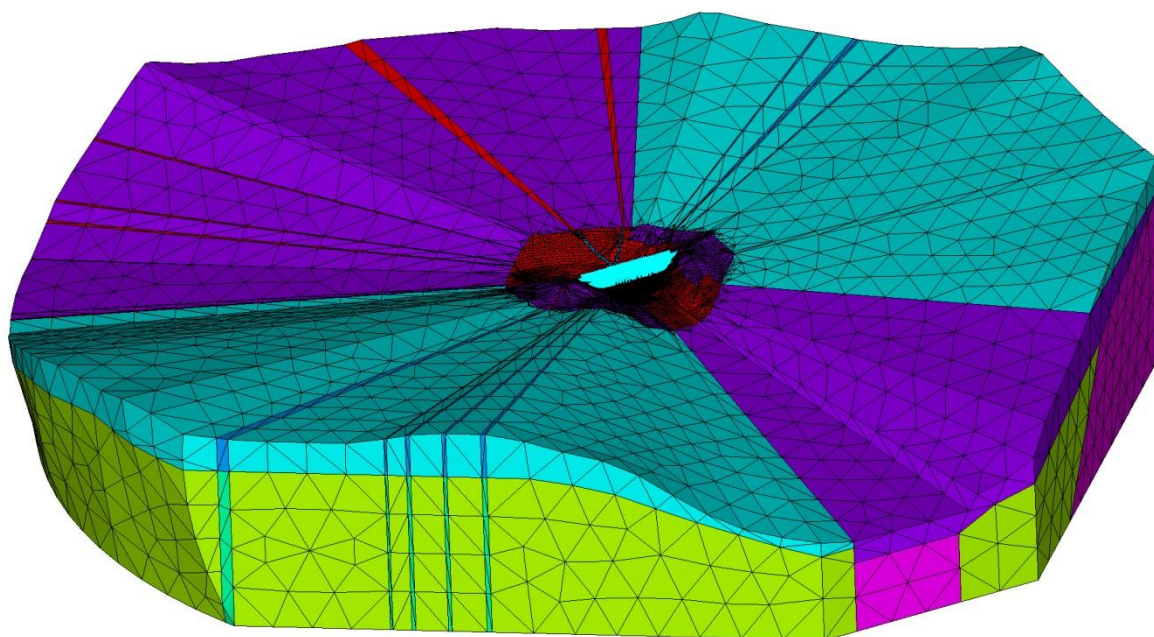


Рисунок 2.14 – Расширенная трехмерная конечно-элементная модель системы «сооружение-основание-водохранилище»

В таблице 2.2 и на рисунках 2.15 – 2.17 представлены результаты расчетных исследований по сравнению различных вариантов граничных условий, полученные автором под руководством Б.В. Цейтлина при участии Е.Ю. Витохин и С.А. Ле-Захаров [45]. Для автоматизации процесса генерации элементов пружин и демпферов на основе решения задачи с расширенной областью использовались пользовательские «макросы», разработанные на языке программирования APDL применительно к ANSYS и языке Python для программного комплекса Abaqus. Приведенные значения горизонтальных и вертикальных перемещений точки на гребне плотины, а также вертикальных напряжений вблизи основания плотины получены при различных способах постановки краевых условий на боковой поверхности грунта.

Таблица 2.2 – Результаты решения тестовых задач при различной постановке краевых условий на боковой поверхности области основания

Граничные условия	Максимальные значения горизонтальных перемещений вдоль потока точки на гребне плотины		Максимальные значения вертикальных перемещений точки на гребне плотины		Максимальные абсолютные значения напряжений вблизи основания плотины	
	$U_x, м$	Время, с	$U_y, м$	Время, с	$\sigma_y, МПа$	Время, с
Пружины и демпферы	0.0171	2.83	0.00688	2.86	2,0	3.02
Свободная граница	0.0171	2.83	0.00769	2.84	1,9	2.89
Заделка	0.0173	2.83	0.00846	2.86	2,4	3.01

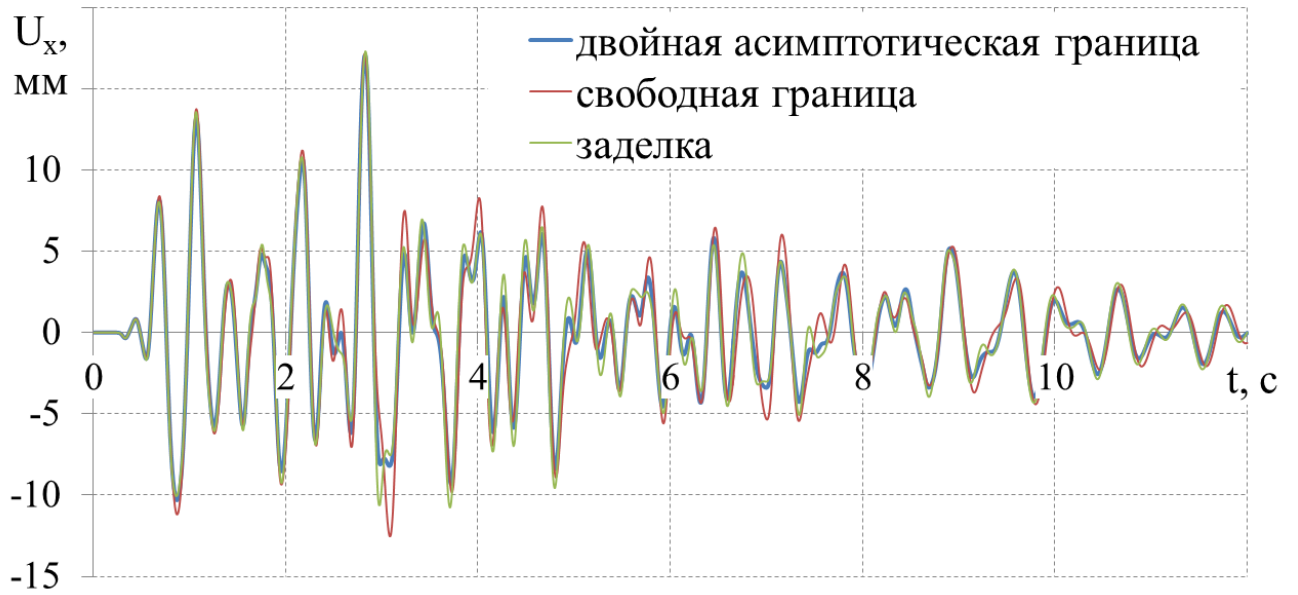


Рисунок 2.15 – Зависимость от времени t, c горизонтальных перемещений U_x , мм точки на гребне плотины при различной постановке краевых условий на боковой поверхности области основания

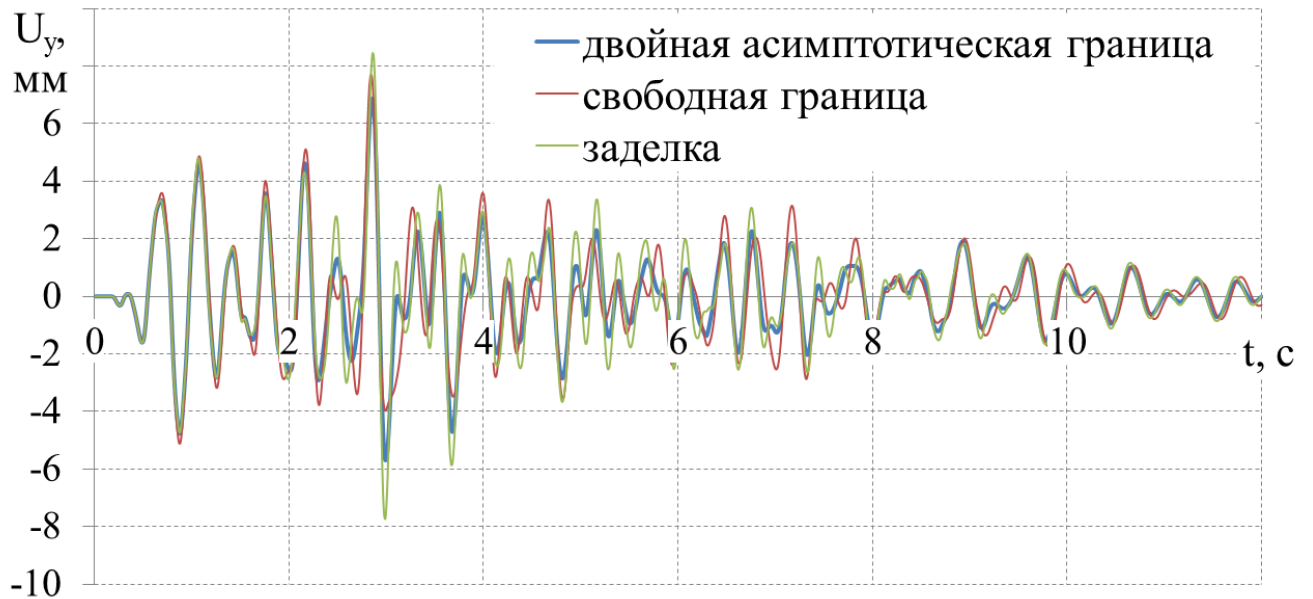


Рисунок 2.16 – Зависимость от времени t, c вертикальных перемещений U_y , мм точки на гребне плотины при различной постановке краевых условий на боковой поверхности области основания

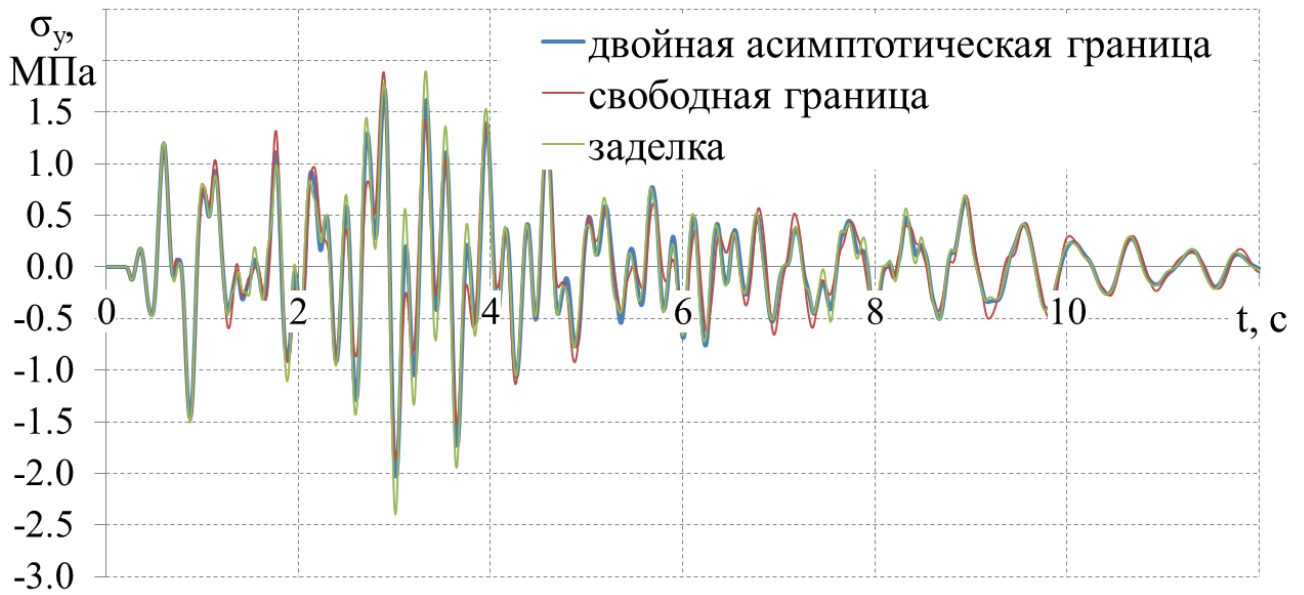


Рисунок 2.17 – Зависимость от времени t, c напряжений σ_y, MPa вблизи основания плотины при различной постановке краевых условий на боковой поверхности области основания

Анализ результатов расчетных исследований позволяет сделать вывод о том, что использование двойной асимптотической границы при моделировании динамического поведения системы «сооружение-основание» помогает избежать завышенных пиковых значений перемещений и напряжений в плотине, которые могут быть вызваны отсутствием затухания колебаний на границе расчетной области и воздействием отраженных от нее волн.

2.5 Учет взаимодействия сооружения с водной средой

Как было отмечено в первой главе, классический подход к учету динамического воздействия жидкости на сооружение, рекомендованный нормативными документами [4], основан на работах Вестергарда и использует предположение о несжимаемости жидкости. В этом случае вектор гидродинамических сил R_w , входящий в уравнение движения (2.1) можно представить в виде [109]:

$$R_w = -M_w(\ddot{u} + W_0), \quad (2.12)$$

где M_w – матрица присоединенных масс жидкости.

После подстановки (2.12) в (2.1) уравнения движения принимают вид [109]:

$$(M + M_w)\ddot{u} + B\dot{u} + Ku = -(M + M_w)W_0. \quad (2.13)$$

Для применения описанного подхода в конечно-элементном программном комплексе могут быть использованы как плоские элементы, моделирующие распределенную по поверхности плотность без создания дополнительной жесткости, так и одноузловые элементы сосредоточенных масс. Стоит отметить, что поверхностные элементы, которые задают дополнительную плотность, будут создавать равнозначное инерционное воздействие не только по нормали к напорной грани плотины, но и в касательном направлении, что является, вообще говоря, не корректным. Поэтому в данном случае применение элементов сосредоточенных масс предпочтительнее, поскольку в распространенных программных комплексах они обычно имеют независимые по трем компонентам системы координат параметры масс и, таким образом, инерционное воздействие может быть учтено только в направлении нормали к поверхности сооружения. Однако их реализация на модели реального сооружения со сложной формой поверхности напорной грани сопряжена с рядом трудностей, поскольку величины сосредоточенных масс зависят не только от их координат (глубины расположения массы относительно уровня бьефа), но и от приходящейся на узел площади граней прилегающих конечных элементов. При большом количестве элементов присоединенных масс в конечно-элементной модели процесс вычисления значений масс и генерации соответствующих конечных элементов может быть автоматизирован при помощи пользовательских «макросов» на языках APDL для ANSYS или Python для Abaqus. На рисунке 2.18 представлен пример модели плотины со сложной формой поверхности напорной грани и распределенными по ее узлам элементами сосредоточенных масс.

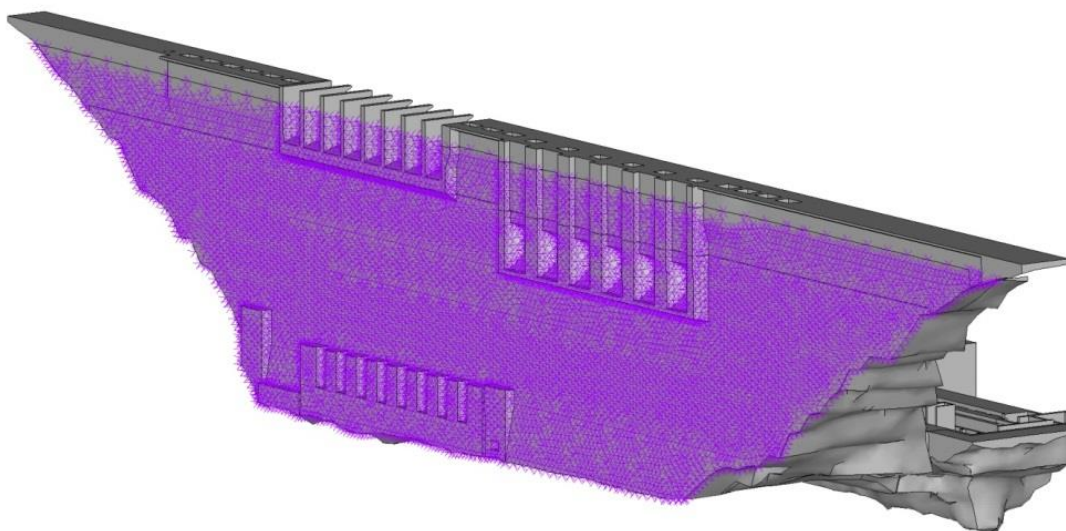


Рисунок 2.18 – Модель бетонной гравитационной плотины и присоединенные массы, моделирующие инерционное воздействие жидкости на напорную грань

Для учета сжимаемости жидкости могут быть использованы уравнения акустических колебаний в рамках подхода Эйлера с заданием в водной среде поля давления (рисунок 2.19) [45,121,122]. Применяемые при этом уравнения относительного гидродинамического давления p имеют вид [131,132]:

$$c^2 \Delta p - \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0 \quad (2.14)$$

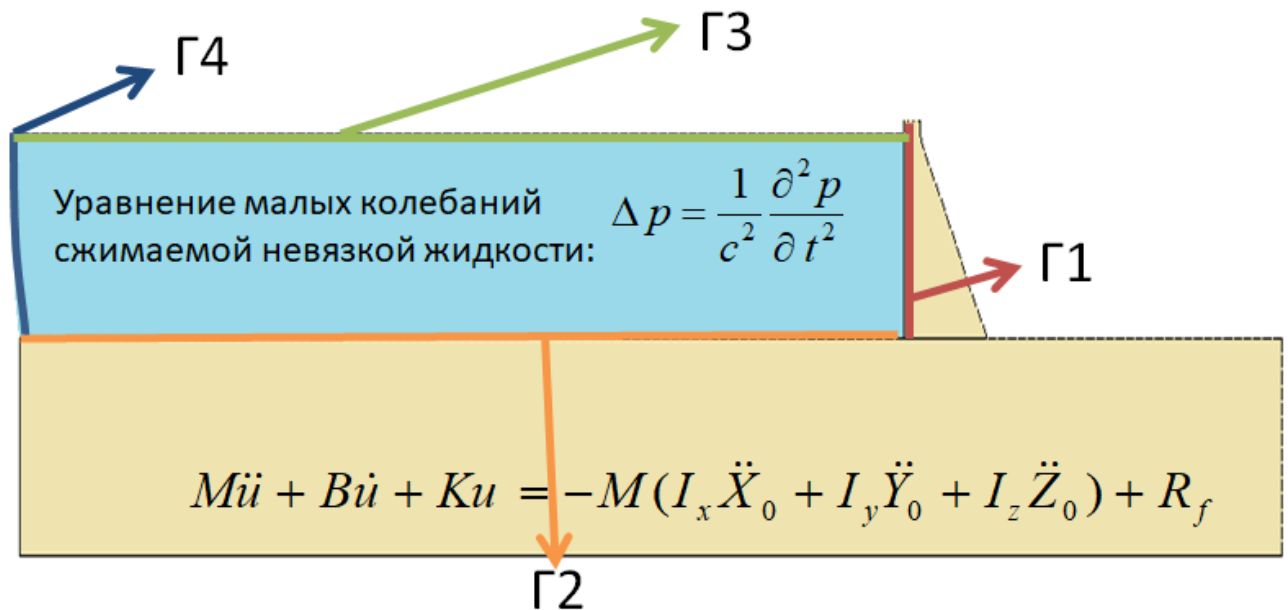


Рисунок 2.19 – Схематическое изображение краевых условий при учете сжимаемой жидкости в рамках подхода Эйлера

Краевые условия на напорной грани плотины Γ_1 , на дне водохранилища Γ_2 и на свободной поверхности Γ_3 записываются в виде [45,109]:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_w \bar{n}(w + w_0) \quad \text{на } \Gamma_1 \text{ и } \Gamma_2, \quad (2.15)$$

$$p = 0 \quad \text{на } \Gamma_3, \quad (2.16)$$

где p – гидродинамическое давление;

\bar{n} – единичный вектор, направленный по внешней нормали к области жидкости;

ρ_w – плотность жидкости;

w – вектор ускорения границы между твердым телом и жидкостью;

На удаленной фиктивной границе области жидкости Γ_4 необходимо учесть условия, которые позволят не допустить образование отраженных волн. Для этого в используемом программном комплексе должны быть предусмотрены специальные граничные конечные элементы. Для таких элементов в ANSYS используется условия Зоммерфельда (2.17) [188], в Abaqus – условие Шэрана (2.18) [189]:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{V_w} \frac{\partial p}{\partial t} \quad \text{на } \Gamma_4, \quad (2.17)$$

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{\pi}{2h} p - \frac{1}{V_w} \frac{\partial p}{\partial t} \quad \text{на } \Gamma_4, \quad (2.18)$$

где V_w – скорость распространения волн сжатия в жидкости;

h – глубина;

Уравнение, описывающие поведение модели водохранилища, записывается в виде [190]:

$$G\ddot{P} + D\dot{P} + HP = -p_w L^T (\ddot{u} + W_0), \quad (2.19)$$

где P – вектор давлений.

Соотношения, связывающие вектор гидродинамических сил R_w с вектором давлений P имеет вид [45]:

$$R_w = LP. \quad (2.20)$$

Структура матриц G , D , H и L , а также правила формирования их элементов описаны в [138,191]. Уравнения движения твердотельной части системы в неинерциальной системе координат принимают форму [45]:

$$M\ddot{u} + B\dot{u} + Ku = -MW_0 + LP. \quad (2.21)$$

Для реализации описанного подхода в программном комплексе МКЭ предусмотрены акустические элементы с единственной степенью свободы в узлах – давлением (FLUID30 в ANSYS или AC в Abaqus). По краям области водохранилища создаются специальные конечные элементы, а сама форма поверхности задается сферической. Пример модели системы «сооружение-основание-водохранилище», построенной с использованием акустических элементов применительно к программному комплексу ANSYS представлен на рисунке 2.20. Область модели водохранилища имеет размер по направлению вдоль потока более чем в 6 раз превышающий высоту плотины.

Для оценки влияния учета сжимаемости жидкости на НДС плотины при сейсмических воздействиях автором под руководством Б.В. Цейтлина совместно с Е.Ю. Витохиным и С.А. Ле-Захаровым выполнена серия расчетов по пространственной расчетной модели [45]. Основные полученные результаты приведены на рисунках 2.21, 2.22 и в таблице 2.3. Анализ результатов проведенных исследований показал, что учет сжимаемости жидкости водохранилища в верхнем бьефе может приводить к значительному увеличению получаемых в ходе численного моделирования значений напряжений и перемещений плотины [45].

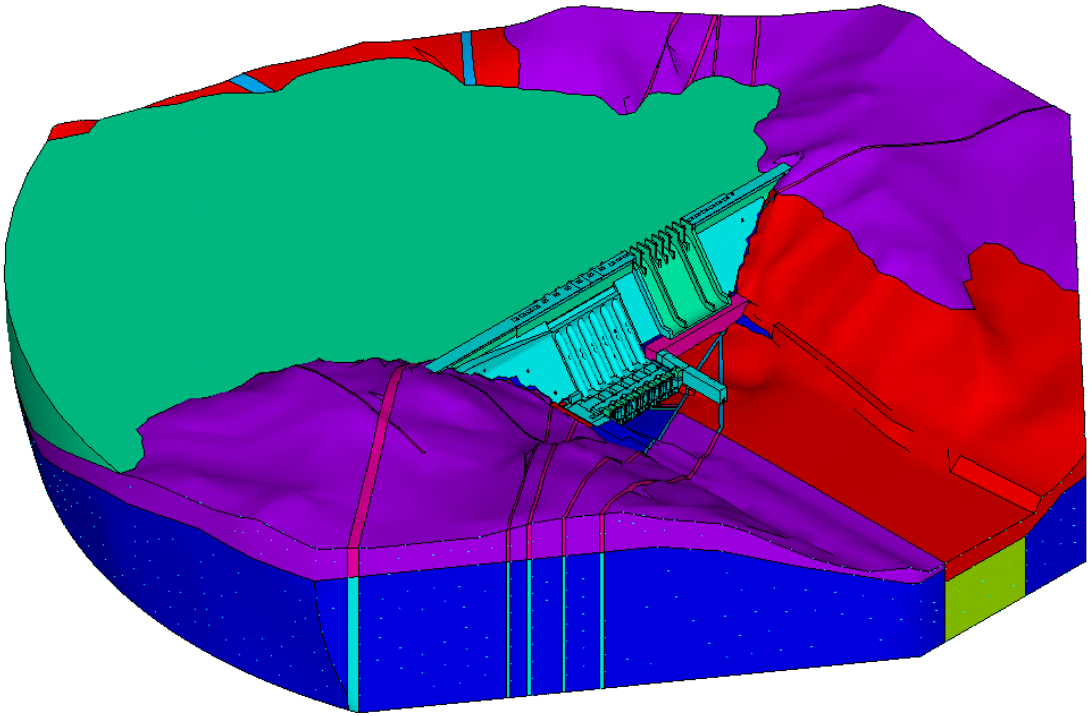


Рисунок 2.20 – Трехмерная твердотельная модель системы «сооружение-основание-водохранилище»

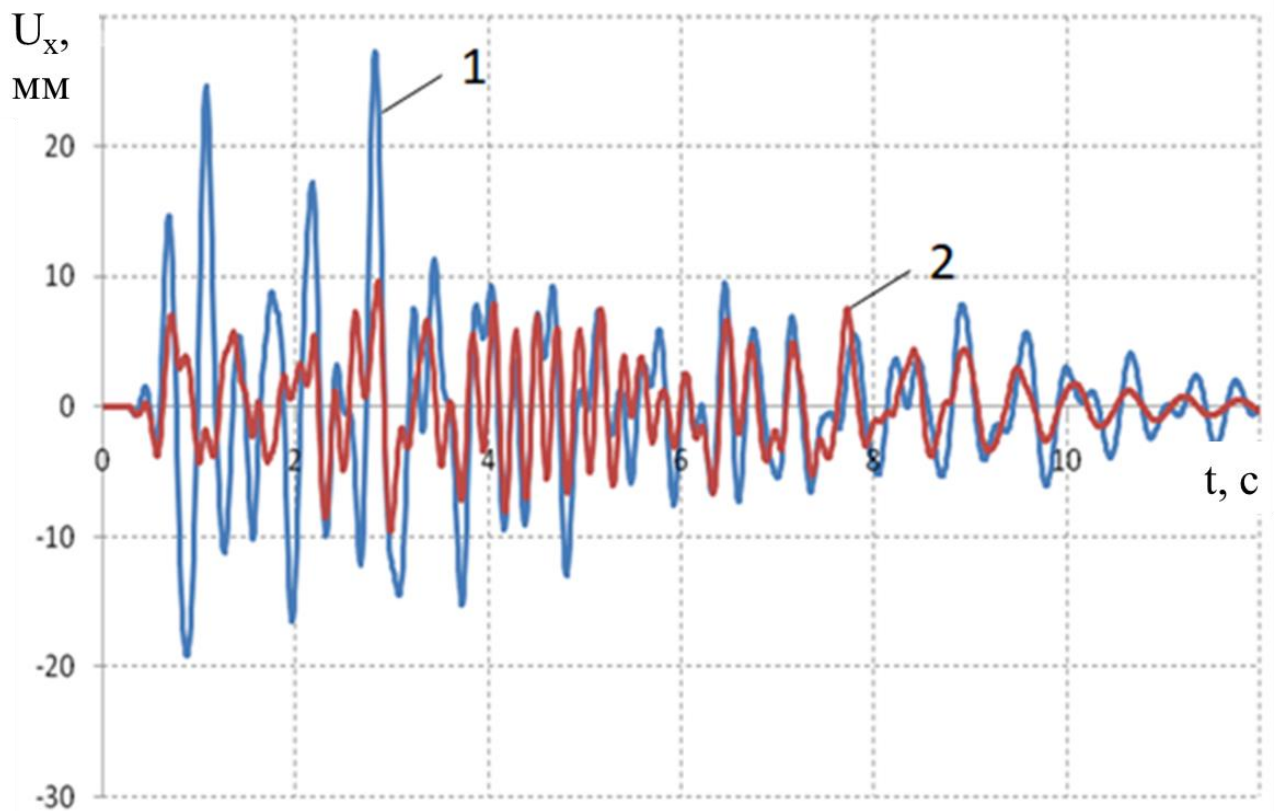


Рисунок 2.21 – Зависимость от времени t , с перемещений U_x , мм по направлению вдоль потока точки на гребне плотины; 1 – с учетом сжимаемости жидкости, 2 – без учета сжимаемости жидкости (присоединенные массы)

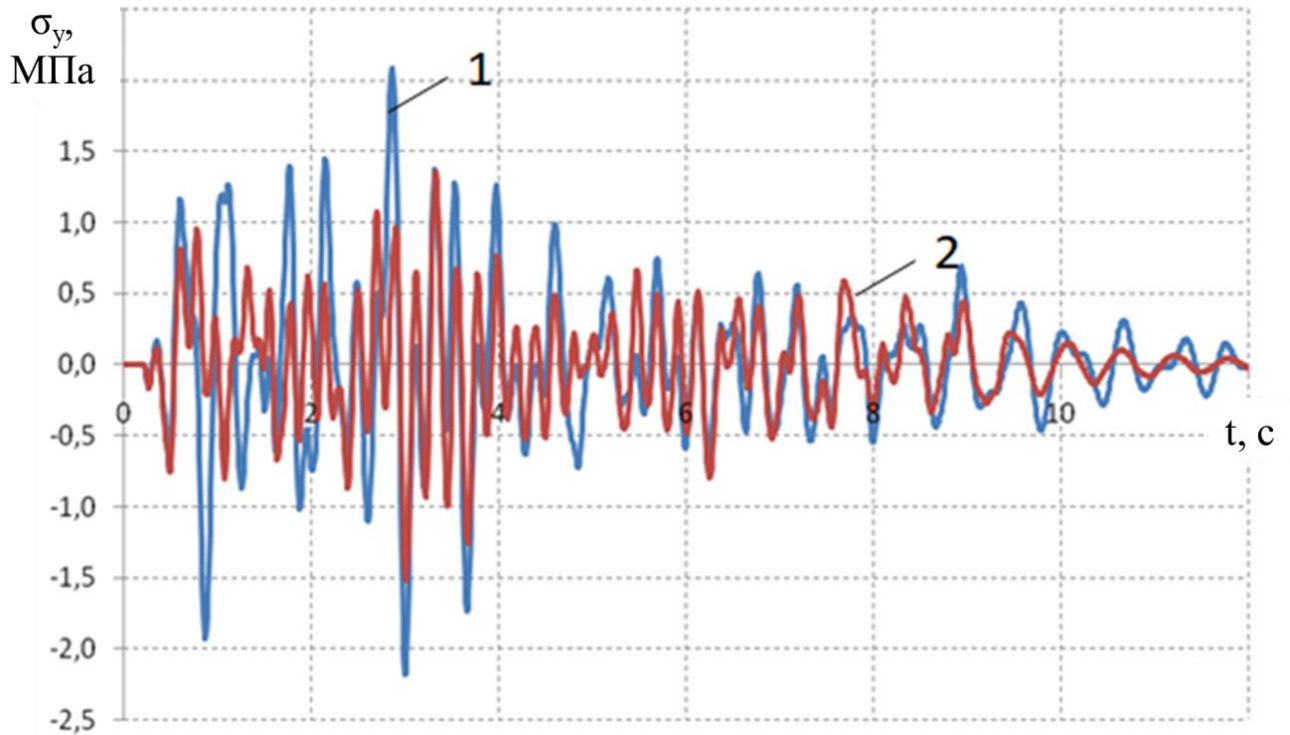


Рисунок. 2.22 – Зависимость от времени t , с вертикальные напряжения σ_y , МПа в нижней части плотины со стороны верхнего бьефа; 1 – с учетом сжимаемости жидкости, 2 – без учета сжимаемости жидкости (присоединенные массы)

Таблица 2.3 – Результаты сопоставительных расчетов с учетом и без учета сжимаемости жидкости.

Зона ВОЗ, отвечающая сейсмическому воздействию	Максимальные горизонтальные перемещения, мм		Максимальные вертикальные напряжения, кПа	
	С учетом сжимаемости жидкости	Без учета сжимаемости жидкости	С учетом сжимаемости жидкости	Без учета сжимаемости жидкости
Среднебуреинская	27	10	2079	1347
Амгуньская	69	57	6327	4934
Местная	24	18	1984	1440

Альтернативный способ моделирования области жидкости с учетом ее сжимаемости опирается на подход Лагранжа. В рамках этого подхода состояние жидкости описывается уравнениями в перемещениях [192,193], как и сооружения с основанием. При этом уравнения движения области водохранилища имеют форму аналогичную уравнениям движения для твердотельной части [45,109]:

$$M\ddot{u} + B\dot{u} + Ku = -MW_0, \quad (2.24)$$

где M , B и K – матрицы масс, демпфирования и жесткости системы «сооружение-основание-водохранилище» в целом.

Результаты расчетов с использованием описанного подхода сравниваются с результатами, полученными при моделировании без учета сжимаемости воды. Приведенные на рисунке 2.23 хронограммы напряжений уже не указывают на столь явное возрастание расчетных значений динамических напряжений при учете сжимаемости воды, как это было в первой серии расчетов.

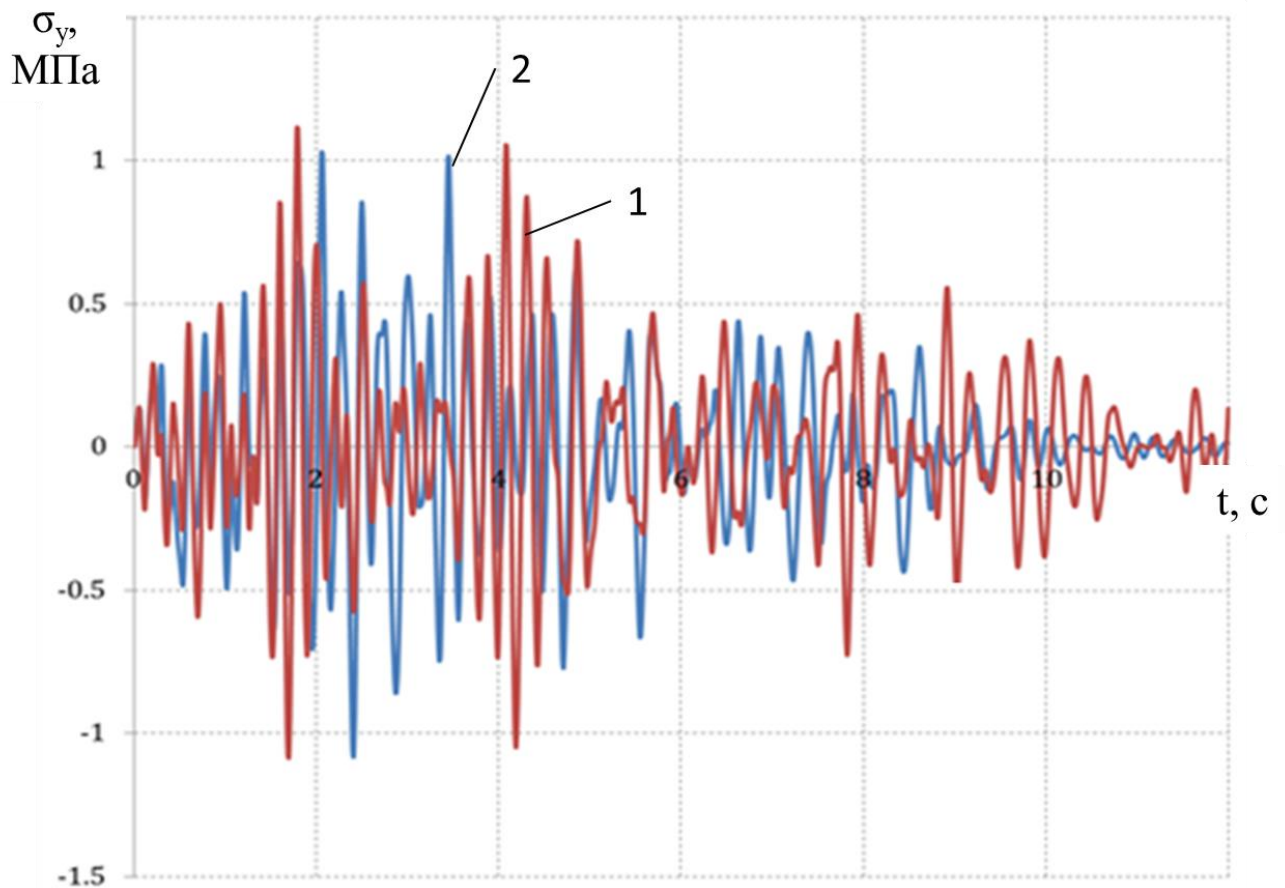


Рисунок. 2.23 – Зависимость от времени t , с вертикальные напряжения σ_y , МПа сплошной секции плотины на отм. 167 м при моделировании воды водохранилища присоединенными массами и твердотельными элементами; 1 – с учетом сжимаемости жидкости твердотельными элементами, 2 – без учета сжимаемости жидкости (присоединенные массы)

2.6 Оценки влияния толщины слоя наносов на дне водохранилища на напряженно-деформированное состояние плотины

Полученные в разделе 2.5 завышенные расчетные значения перемещений и напряжений плотины при учете сжимаемости жидкости в водохранилище отчасти связаны с отсутствием учета поглощения энергии дном водохранилища и наносами. Способность слоя наносов демпфировать колебания воды в водохранилище может быть учтена коэффициентом q в дополнительном члене в краевом условии (2.15) на границе Γ_2 (рисунок 2.19) жидкости и основания [45]:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -p_w \bar{n}(w + w_0) - q \frac{\partial p}{\partial t} \quad (2.16)$$

Однако возможен подход, подразумевающий непосредственное включение в расчетную модель слоя наносов. Для этого в нижней области водохранилища на границе с основанием задаются несколько (не менее 3) слоев конечных элементов с соответствующими физикико-механическими свойствами: плотность ρ , модуль упругости E и коэффициент Пуассона ν . В качестве наносов рассматриваются водонасыщенные пески (глинистые) со следующими механическими характеристиками [194]:

- плотность $\rho = 1950 \text{ кг/м}^3$;
- динамический коэффициент Пуассона $\nu = 0,47$;
- скорость распространения волн сжатия в слое наносов для сейсмического воздействия интенсивностью 7 и 8 баллов $V = 1505 \text{ м/с}$ и $V = 1303 \text{ м/с}$ соответственно;
- динамический модуль упругости для сейсмического воздействия интенсивностью 7 и 8 баллов $E = 700 \text{ МПа}$ и $E = 525 \text{ МПа}$ соответственно;
- величину декремента колебаний примем равной $\Delta = 0,5$. Тогда соответствующие значения коэффициентов α и β примут значения: $\alpha = 2,22$, $\beta = 0,001125$.

Для исследования влияния толщины слоя наносов на НДС плотины при сейсмическом воздействии автором была выполнена серия из трех расчетов: без учета наносов, слой наносов толщиной 7м и 13м [45]. Взаимодействие с водной средой при этом учитывалось в рамках подхода Эйлера (вода моделируется сплошной средой, характеризуемой полем давления). На рисунках 2.24 – 2.26 и в таблице 2.4 приведены расчетные значения горизонтальных и вертикальных перемещений контрольных точек, расположенных на гребне плотины и вертикальные напряжения в зоне контакта плотины и основания на напорной грани.

Таблица 2.4 – Основные результаты исследования влияния наносов на НДС плотины при сейсмическом воздействии

Толщина слоя, м	Максимальные по времени значения в контрольных точках					
	Отклонения по потоку точки на гребне плотины		Вертикальные отклонения точки на гребне плотины		Напряжения в зоне контакта плотины и основания	
	U_x , м	Время, с	U_y , м	Время, с	σ_y , кПа	Время, с
0	0.0180	2.83	0.007698	2.86	2401	2.9
7	0.0170	2.83	0.006876	2.86	2031	3.02
13	0.0142	2.79	0.00443	1.07	1472	3

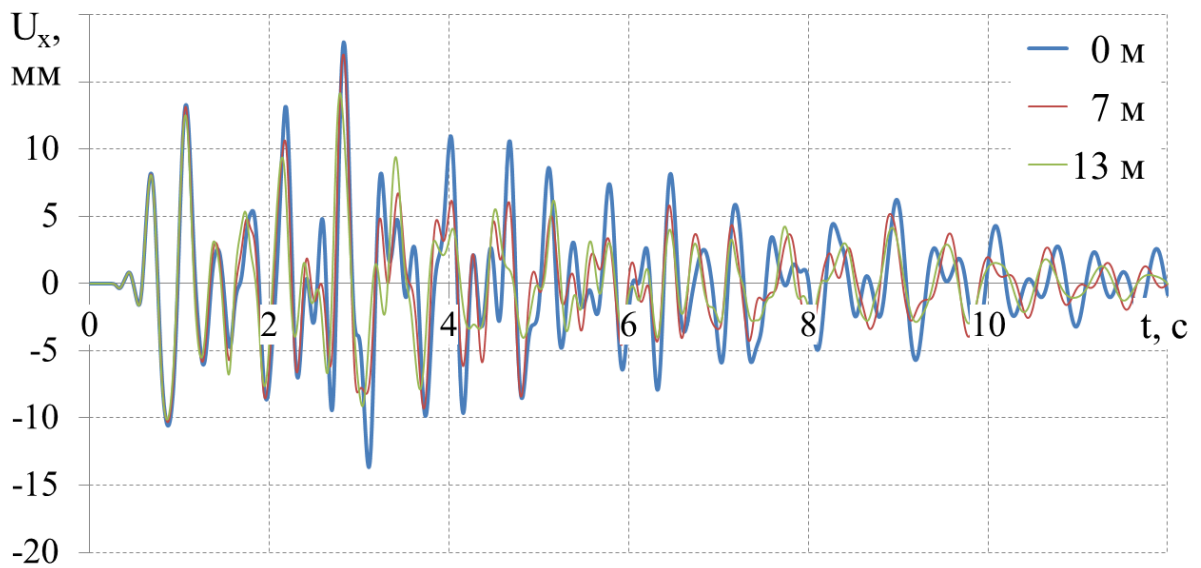


Рисунок 2.24 – Зависимость от времени t , с горизонтальных перемещений U_x контрольной точки на гребне плотины при различных значениях учитываемой толщины слоя наносов

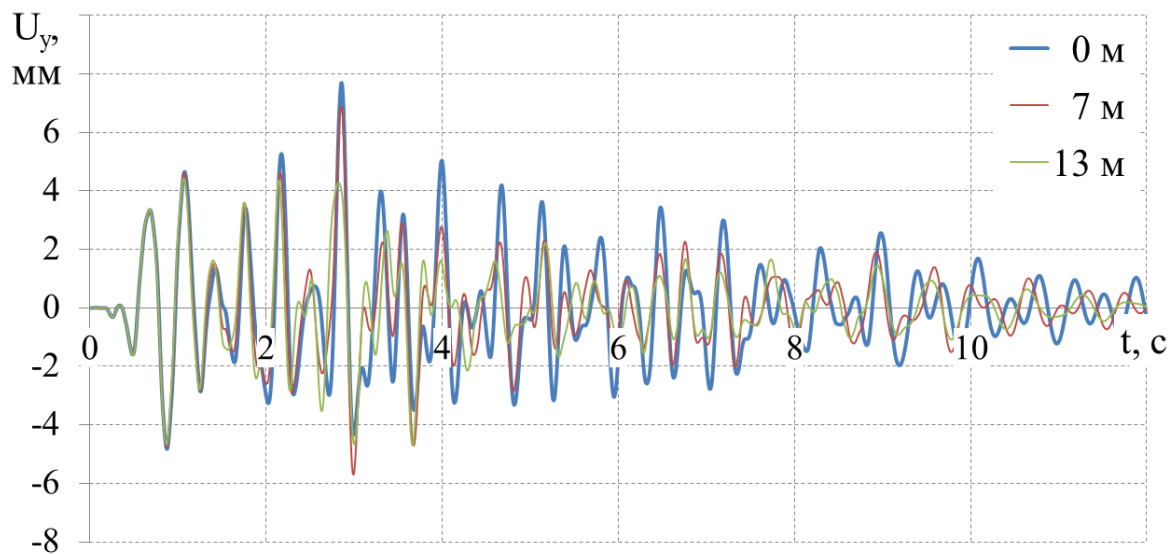


Рисунок 2.25 – Зависимость от времени t , с вертикальных перемещений U_y контрольной точки на гребне плотины при различных значениях учитываемой толщины слоя наносов

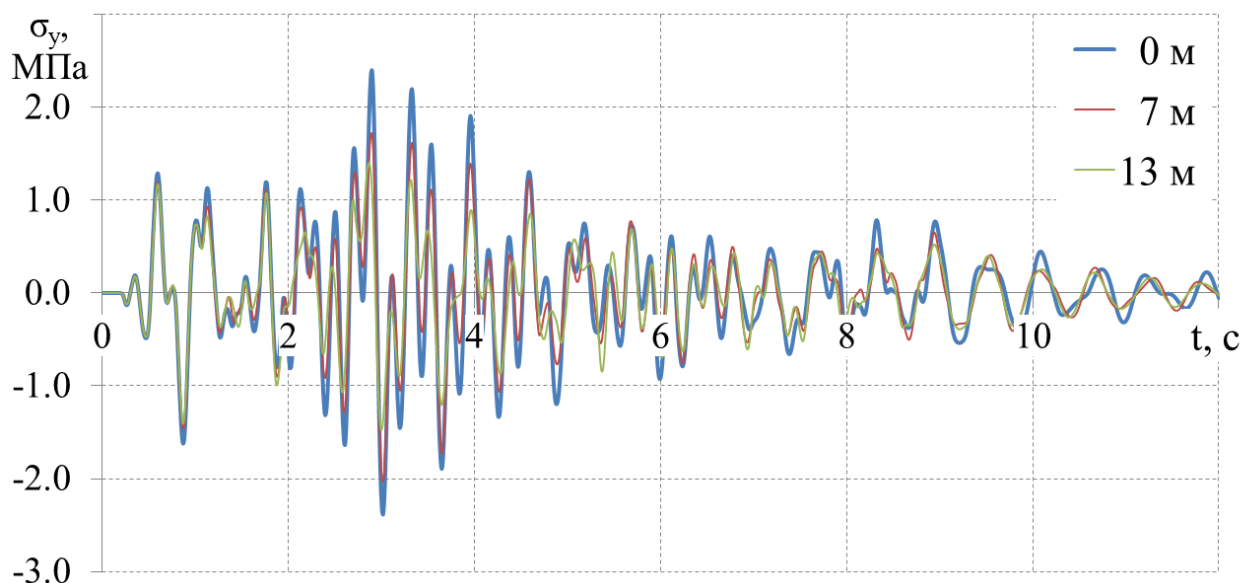


Рисунок 2.26 – Зависимость от времени t , с напряжений σ_y в плотине на границе с основанием на напорной грани при различных значениях учитываемой толщины слоя наносов

Из анализа результатов проведенных расчетных исследований видно, что учет слоя наносов и связанного с этим поглощения энергии дном водохранилища, оказывают существенно влияние на получаемые значения параметров НДС, позволяя при этом избежать завышенных пиковых значений напряжений и перемещений модели плотины. Приведенные для различных величин толщины слоя наносов результаты указывают на необходимость уточнения толщины слоя наносов и их механических характеристик, что позволит более адекватно моделировать вызванные сейсмическими воздействиями колебания гравитационных плотин.

2.7 Исследование влияния раскрытия межблочных швов на НДС секции плотины

В ходе эксплуатации бетонных плотин при определенных сочетаниях нагрузок может происходить раскрытие межблочных швов. Для моделирования раскрытия межблочного шва на отметке 175,0 конечно-элементная схема глухой секции бетонной плотины Бурейской ГЭС (рисунке 2.27) модифицируется добавлением плоского разреза, который в комбинации с условием идеального одностороннего контакта моделирует шов (рисунок 2.28). При этом

предполагается отсутствие сопротивления растяжению по направлению, перпендикулярному плоскости шва.

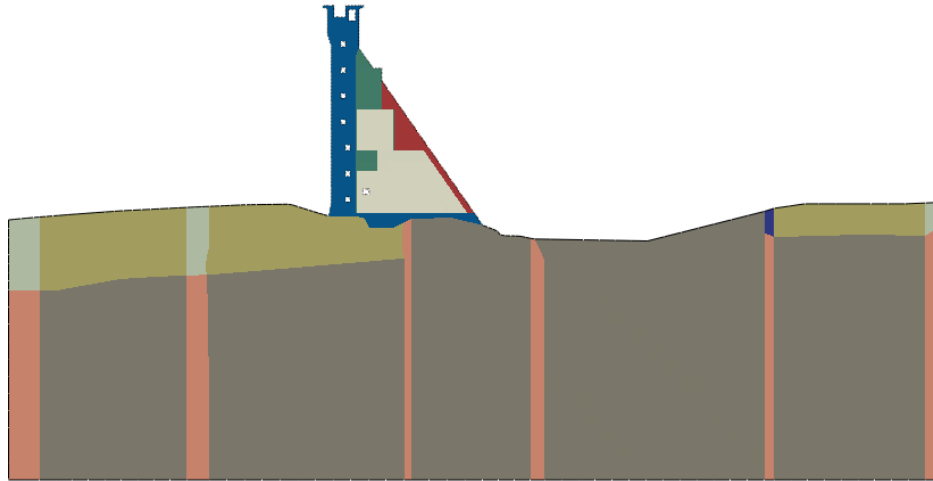


Рисунок 2.27 – Твёрдотельная двумерная модель сплошной секции плотины и области скального основания

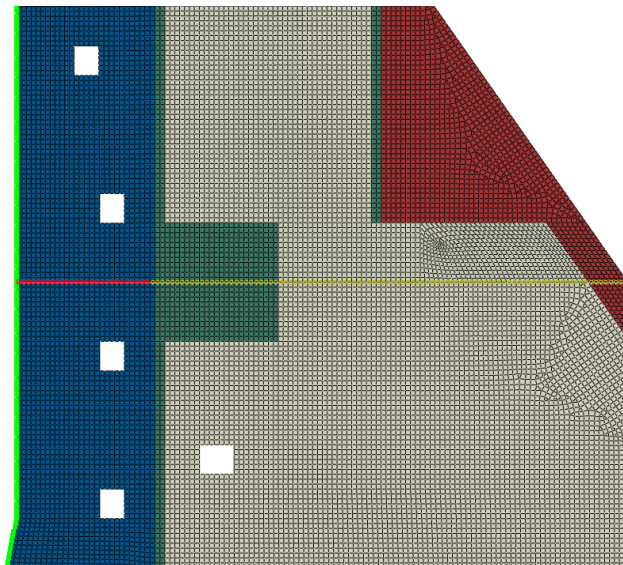


Рисунок 2.28 – Фрагмент конечно-элементной модели сплошной секции плотины с учетом межблочного шва на отметке 175 м; красным отмечена моделируемая зона раскрытия шва

В рамках проведенных тестовых расчетов автором рассмотрено несколько вариантов длины возможного раскрытия шва. При этом предполагалось, что правый край разреза, моделирующего шов, расположен на расстоянии 13,5 м от напорной грани плотины. Выполнены расчеты на действие эксплуатационных статических (без учета температурных воздействий) и сейсмических нагрузок.

Анализ результатов расчетов на действие статических нагрузок показал, что рассматриваемый шов расположен в зоне сжатия, в режиме нормальной эксплуатации закрыт и практически не влияет на напряженное состояние.

Результаты расчетов на действие сейсмических нагрузок для различных длин разреза приведены в таблице 2.8 и на рисунках 2.28-2.32.

Таблица 2.8 – Зависимость максимального раскрытия межблочного шва от его длины

Момент времени максимального раскрытия шва с	Учитываемая длина зоны раскрытия шва м	Максимальное раскрытие мм
точка в середине зоны раскрытия		
2.27	1.00	0.073
2.27	5.00	0.39
2.27	7.00	0.58
2.27	11.00	1.1
2.28	13.00	1.6
2.28	13.50	3.0
точка у напорной грани		
2.28	13.5	5.0

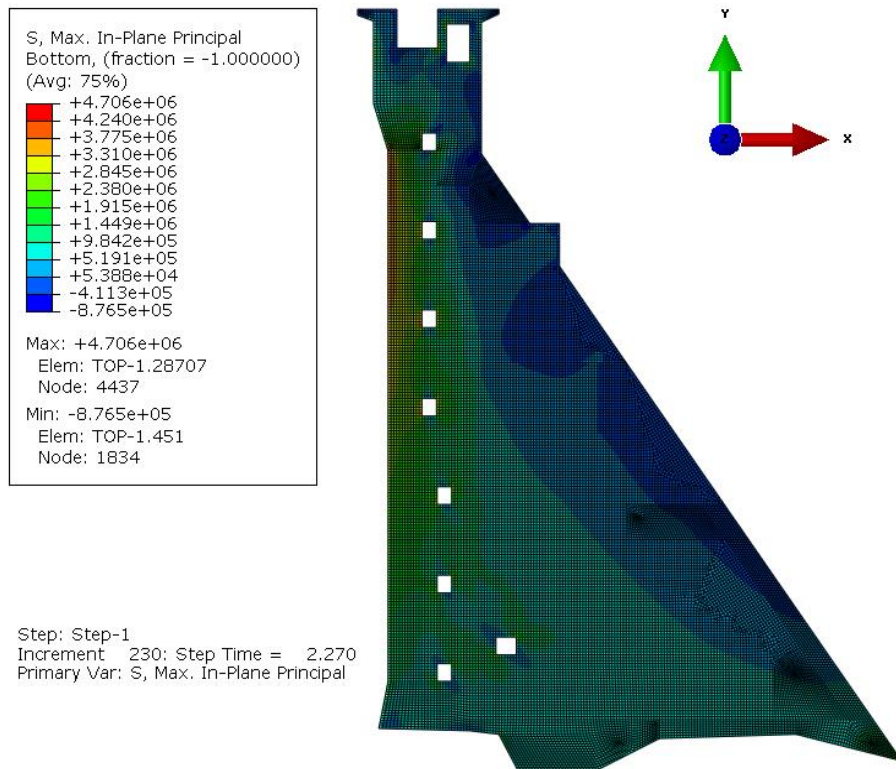


Рисунок 2.28 – Поле первых главных напряжений σ_1 , Па без учета раскрытия межблочного шва в момент времени действия сейсмической нагрузки 2.27 с

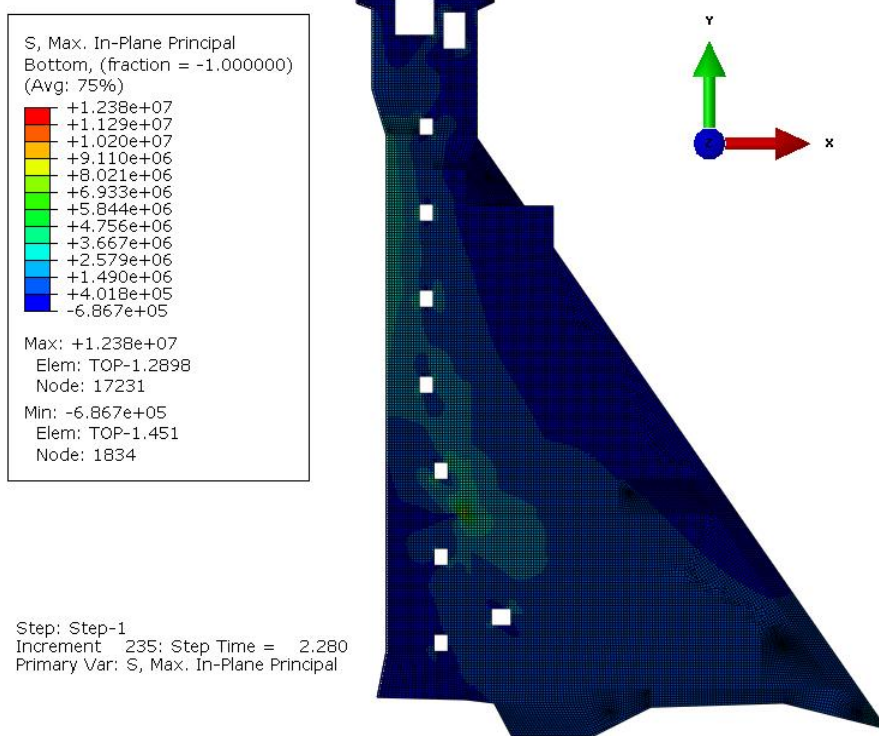


Рисунок 2.29 – Поле первых главных напряжений σ_1 , Па при длине раскрытия межблочного шва 13.5 м в момент времени действия сейсмической нагрузки 2.27 с

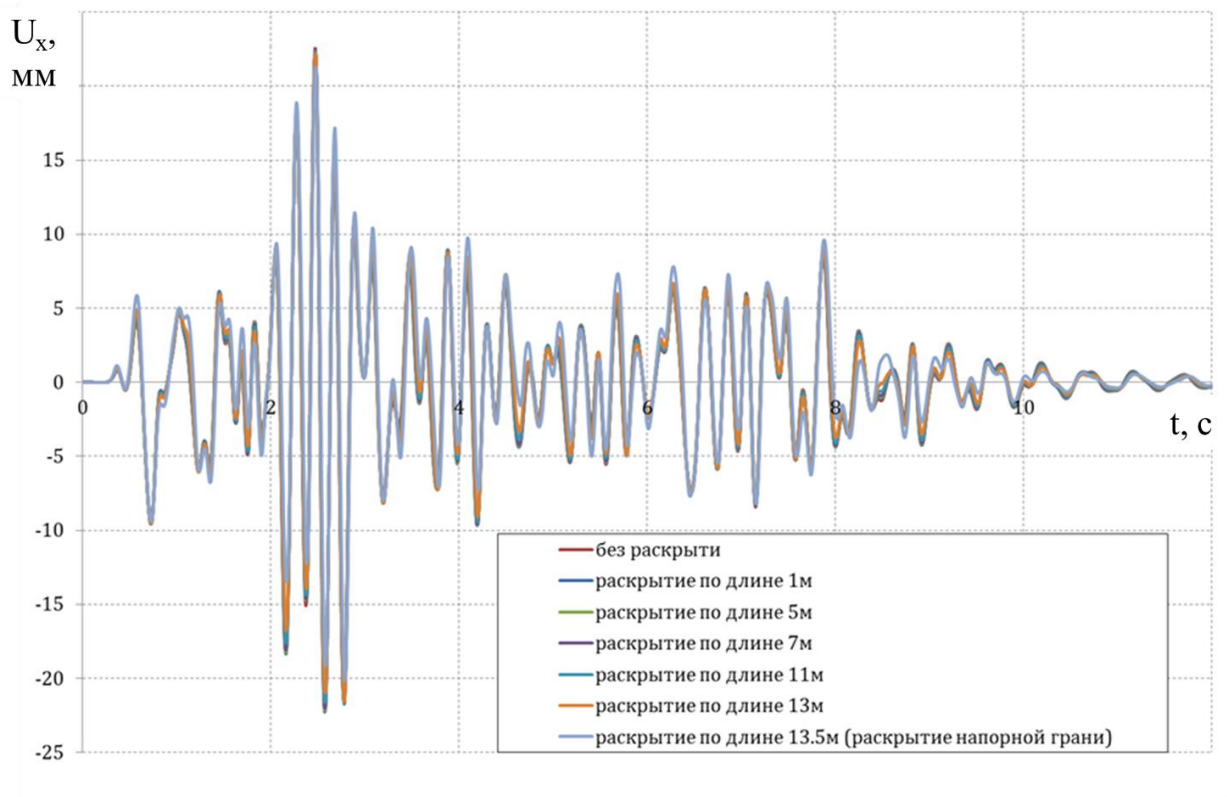


Рисунок 2.30 – Зависимость от времени t , с горизонтальных перемещений U_x , мм точки на гребне плотины при различных длинах раскрытия межблочного шва

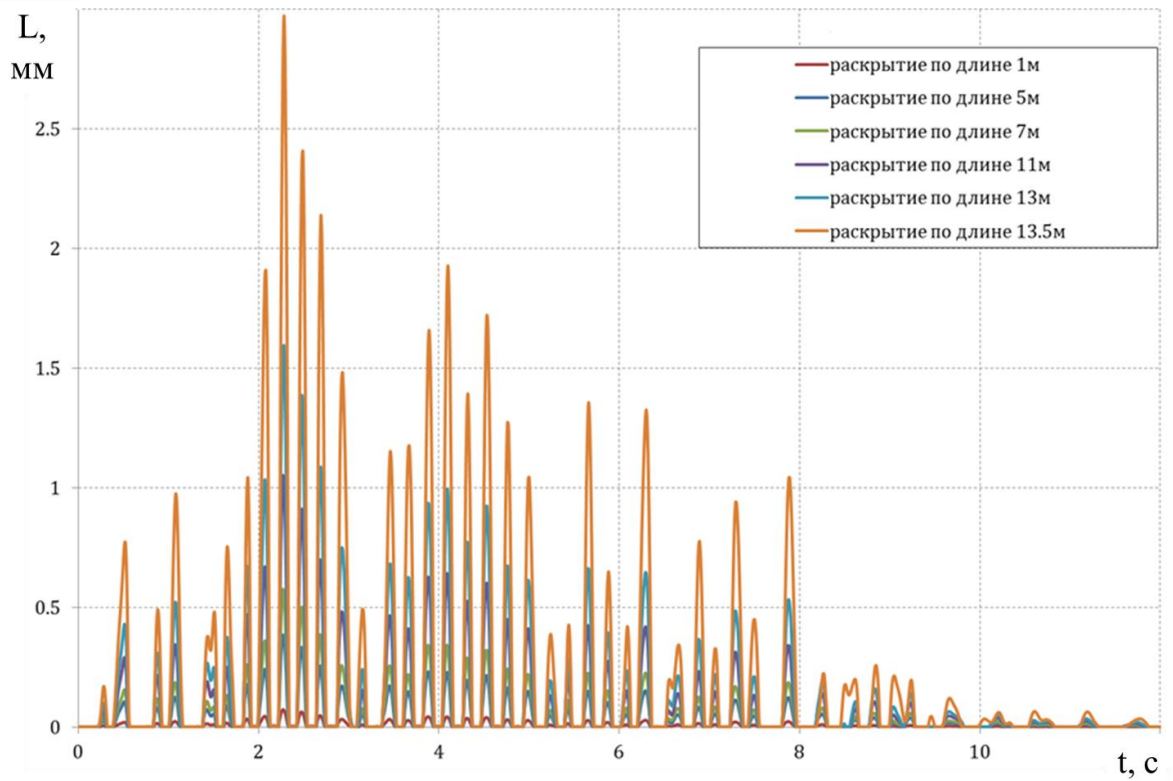


Рисунок 2.31 – Зависимость от времени t , с величины вертикального раскрытия L , мм межблочного шва в точке, соответствующей середине зоны раскрытия при разных ее длинах

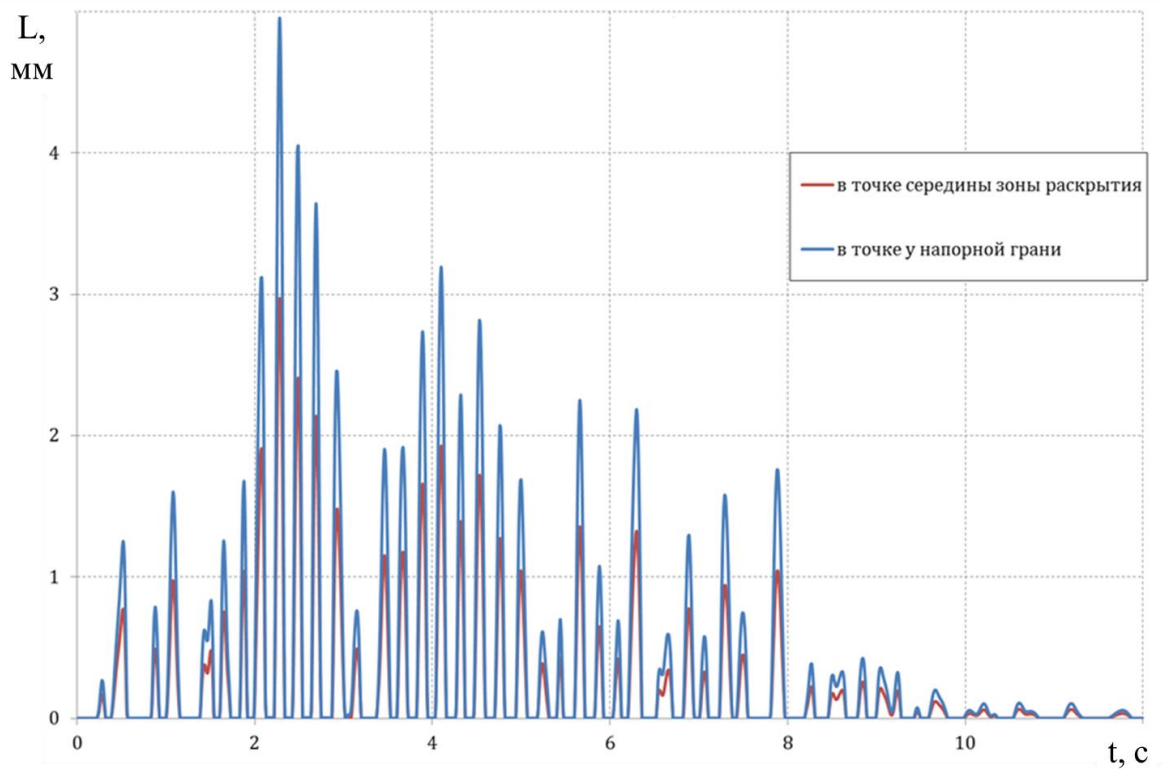


Рисунок 2.32 – Зависимость от времени t , с величины вертикального раскрытия L , мм межблочного шва при длине зоны раскрытия 13.5 м (с учетом раскрытия напорной грани)

Результаты расчетного исследования влияния раскрытия горизонтального межблочного шва на параметры НДС модели секции плотины показали, что сейсмическое воздействие может вызвать существенное раскрытие шва, а при сейсмическом воздействии уровня МРЗ динамическое раскрытие шва может достигать у верховой грани величины 5 мм (рисунок 2.32). Тем не менее, в соответствии с результатами расчетов, раскрытие данного шва практически не влияет на перемещения вдоль потока контрольной точки на гребне плотины (рисунок 2.30). Перемещения же в вертикальном направлении в экстремальном случае возрастают с 12,4 мм (без учета раскрытия) до 13,3 мм. С увеличением учитываемой длины раскрытия межблочного шва, область максимальных главных (растягивающих) напряжений локализуется на концах зоны раскрытия (рисунок 2.29).

Проведенный анализ результатов позволяет сделать вывод о том, что раскрытие одного шва влияет на сооружение локально и несущественно сказывается на общем НДС плотины Бурейской ГЭС. Таким образом, эффект связанный с раскрытием межблочного шва может не учитываться при построении глобальной пространственной модели системы «сооружение-основание-водохранилище».

2.8 Выводы по второй главе

На основе анализа результатов расчетных исследований НДС бетонной плотины, проведенных с использованием различных подходов к моделированию сейсмического воздействия, особенностей динамического взаимодействия сооружения с жидкостью водохранилища и построению граничных условий по краям расчетной области, выявлены основные преимущества и недостатки рассмотренных подходов.

Показано, что при численном моделировании системы сооружение-водохранилище без учета влияния слоя наносов наблюдаются завышенные пиковые значения напряжений и перемещений плотины. При этом демпфирующий эффект наносов зависит от толщины и динамических характеристик моделируемого слоя, что существенно влияет на НДС модели плотины.

На примере глухой секции плотины Бурейской ГЭС показано, что раскрытие межблочного шва при сейсмическом воздействии оказывает локальный эффект и изменения в НДС модели секции плотины в целом при этом можно считать пренебрежимо малыми.

Проведенные сопоставительные расчеты позволили выбрать методику, которая может быть использована при разработке пространственных расчетных моделей бетонных ГТС, что обеспечит получение более точных результатов прогнозирования НДС сооружения при действии динамических нагрузок, включая сейсмические воздействия.

Глава 3 Расчетные модели бетонных и железобетонных конструкций в предположении упругопластической работы материала

Стремление к максимальному использованию прочностных ресурсов конструкционных материалов приводит к необходимости учета деформаций за пределом упругой зоны. Обычно в расчетной практике ограничиваются использованием простейших линейно-упругих моделей поведения бетона, а при анализе результатов рассматривается момент времени, отвечающий максимальным смещениям и напряжениями в плотине. Подобный подход, не учитывающий нелинейного характера поведения бетона, не отражает в полной мере реальное поведение бетонной конструкции при сейсмическом воздействии, которое зачастую приводит появлению обширных зон растягивающих напряжений, существенно превышающих предельные значения прочности бетона и приводящих к образованию трещин. Согласно пункту 8.4 из СП 14.13330.2018 ГТС должны воспринимать воздействие уровня МРЗ без прорыва напорного фронта и без угрозы собственного разрушения [4]. В тоже время согласно пунктам 7.7 из СП 41.13330.2012 и 8.21 из СП 58.13330.2012 при определении параметров НДС конструкций следует учитывать особенности их неупругого поведения, а применение предположения о линейно-упругой работе конструкции допустимо в случаях выполнения расчетов «на предварительной стадии проектирования сооружения» [5,6]. Кроме того, с выходом ГОСТ 27751-2014 [9], который предписывает обеспечивать надежность конструкций при всевозможных аварийных ситуациях, способных вызывать частичное разрушение элементов конструкций [141], возникает необходимость совершенствования применяемых методик расчета с учетом особенностей нелинейного поведения бетона.

Математические модели нелинейного поведения бетона, учитывающие процессы, связанные с трещинообразованием, требуют задания набора дополнительных параметров материала, часть которых не регламентирована нормативными документами [144]. В то же время существуют подходы, позволяющие получить необходимые значения, не прибегая к проведению дополнительных трудоемких экспериментов. Однако корректное применение таких подходов при проверке прочности сооружений требует предварительного исследования чувствительности результатов определения параметров НДС к изменению применяемых значений параметров расчетной модели бетона.

3.1 Построение полной диаграммы деформирования бетона с использованием российских и европейских нормативных источников

Поведение модели материала определяется в первую очередь диаграммой зависимости напряжений от деформаций. При расчете бетонных и железобетонных конструкций, как правило, принято ограничиваться использованием восходящей ветви диаграммы зависимости напряжений от деформаций. Вследствие образования микротрещин механические свойства бетона изменяются, но бетон продолжает сопротивляться внешним воздействиям. Однако прочность и деформативность бетона при разрушении определяются во многом нисходящей ветвью диаграммы деформирования.

В качестве диаграмм состояния бетона для расчета конструкций нормативные документы [143] допускают принимать любые диаграммы, достаточно точно описывающие характер деформирования материала. В качестве рабочих диаграмм состояния бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, в отечественных нормативных документах [143] предлагается принимать упрощенные трехлинейные и двухлинейные диаграммы по типу диаграмм Прандтля (рисунок 3.1).

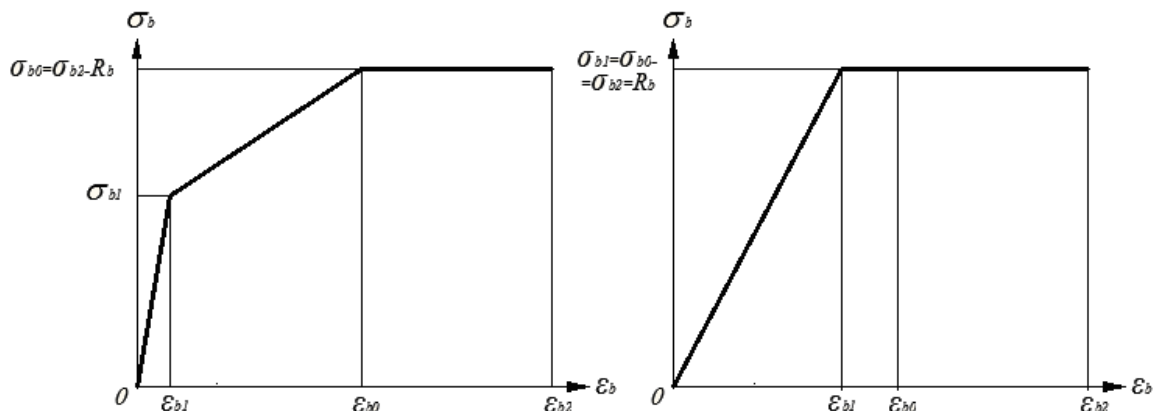


Рисунок 3.1 – Трехлинейная (слева) и двухлинейная (справа) диаграммы зависимости напряжений от деформаций бетона при сжатии [143]

Согласно нормативным документам РФ при построении трехлинейной диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии в случае при непродолжительного действия нагрузки принимаются следующие параметрические точки [143]:

- на границе первого наклонного участка напряжения σ_{b1} , равные 60% от R_b и деформации ϵ_{b1} равные $0,6R_b/E_b$, где R_b – расчетное значение предела прочности бетона при сжатии, E_b – расчетное значение модуля упругости;

- на границе второго наклонного участка напряжения σ_b , равные R_b и деформации ε_{bt0} равные 0,002;
- на границе третьего горизонтального участка напряжения σ_b , равные R_b и деформации ε_{b2} равные 0,0035 (для бетонов класса В60 и ниже); для высокопрочных бетонов класса по прочности на сжатие В70-В100 ε_{b2} принимается по линейному закону от 0,0033 при В70 до 0,0028 при В100.

Для растяжения используются диаграммы, схожие с диаграммами сжатия. При этом расчетные значения сопротивления бетона сжатию R_b заменяют на расчетные значения сопротивления бетона растяжению R_{bt} , значения относительной деформации принимают для тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов при непродолжительном действии нагрузки равными $\varepsilon_{bt2} = 0,00015$, а значения предельных относительных деформаций равными $\varepsilon_{bt0} = 0,0001$.

Стоит отметить, что значения предельных относительных деформаций для легких бетонов следует принимать по соответствующим натурным данным [195]. В отсутствие экспериментальных данных согласно [143] значения предельных относительных деформаций легких бетонов допускается принимать с понижающим коэффициентом:

$$\varepsilon_{bt0}^* = (0,4 + 0,6p/2200)\varepsilon_{bt0} \quad , \quad (3.1)$$

где p – плотность бетона.

При определении параметров НДС конструкции зависимость напряжений от деформаций в соответствии с [196] описывается криволинейной диаграммой, представленной на рисунке 3.2, которая соответствует следующему выражению:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad \eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}, \quad k = 1,05 E_{cm} \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}, \quad (3.2)$$

где f_{cm} и ε_{c1} – значения напряжений и деформаций, характеризующие пик диаграммы деформирования, которые определяются по соответствующей таблице из [196].

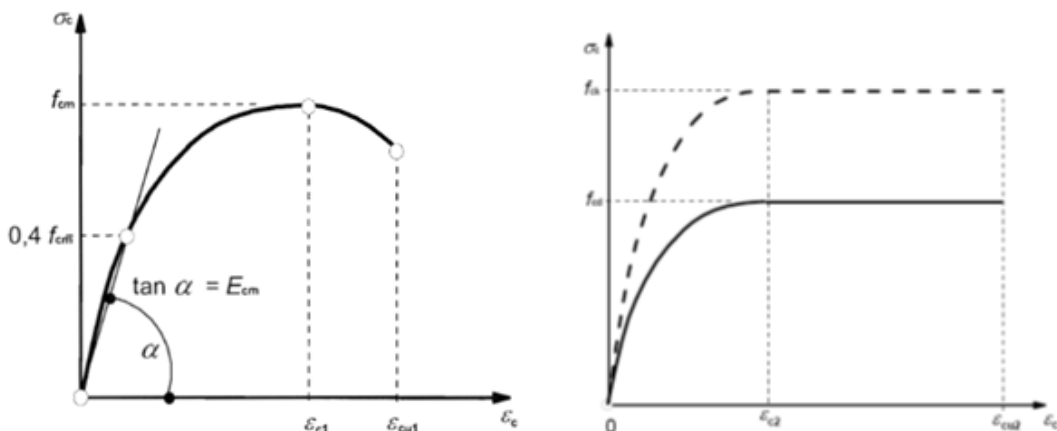


Рисунок 3.2 – Криволинейная (слева) и параболо-прямолинейная (справа) диаграммы зависимости напряжений от деформаций при сжатии [196]

При анализе сечений конструктивных элементов в [196] предлагается применять параболо-прямолинейную диаграмму деформирования, которая состоит из криволинейного параболического и прямолинейного горизонтального участков (рисунок 3.2). Связь между напряжениями и деформациями на криволинейном участке определяется по формуле:

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}\right)^n, \quad (3.3)$$

где n – показатель степени, принимаемый в зависимости от класса бетона от 2 для бетонов не выше С50/60 и до 1,4 для С90/105:

$$n = 1.4 + 23.4 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4, \text{ но не более } 2,0, \quad (3.4)$$

где f_{ck} — нормативная цилиндровая прочность, соответствующая классу бетона.

Параметрические точки диаграмм определяются как:

$$\varepsilon_{c2} = (2 + 0,085[f_{ck} - 50]^{0,53})/1000, \text{ но не менее } 0,002; \quad (3.5a)$$

$$\varepsilon_{cu2} = (2.6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4)/1000, \text{ но не более } 0,0035, \quad (3.5b)$$

В качестве более простой и консервативной аппроксимации согласно [143,196] допускается использование билинейной диаграммы зависимости напряжений от деформаций. Однако при ее построении вводится секущий модуль упругости, различный по значению для растяжения и сжатия, что должно учитываться в применяемой расчетной модели материала.

В [143,196] для растяжения предлагается брать диаграммы, аналогичные сжатию, при соответствующих растяжению значениях предельных напряжений и деформаций. При достижении значения предельных деформаций, соответствующих процессу активного разрушения бетона, диаграммы обрываются. Резкое выключение материала из работы при решении задач методом конечных элементов приводит к проблемам сходимости численного решения. Кроме того, это будет противоречить экспериментальным данным о процессе деформирования бетона при трещинообразовании, показывающим плавную ниспадающую ветвь диаграммы деформирования на этапе раскрытия трещин.

Более подробная информация по моделированию свойств бетона при растяжении приведена в СЕВ-FIP Model Code [197,198]. Для растяжения предлагается использовать кусочно-линейную диаграмму, схожую с представленными в [143,196], но без горизонтального участка. При этом даются рекомендации по описанию ниспадающей ветви диаграммы после достижения предельных деформаций (рисунок 3.3). При растягивающих напряжениях около 90% прочности на растяжение происходит перелом диаграммы, соответствующий началу процесса микротрещинообразования. Микротрещины растут и образуют дискретную трещину при напряжениях, близких к пределу прочности при растяжении. Деформация, соответствующая пределу прочности бетона на растяжение, принимается равной 0.00015, что совпадает со значением ε_{bt2} из [143].

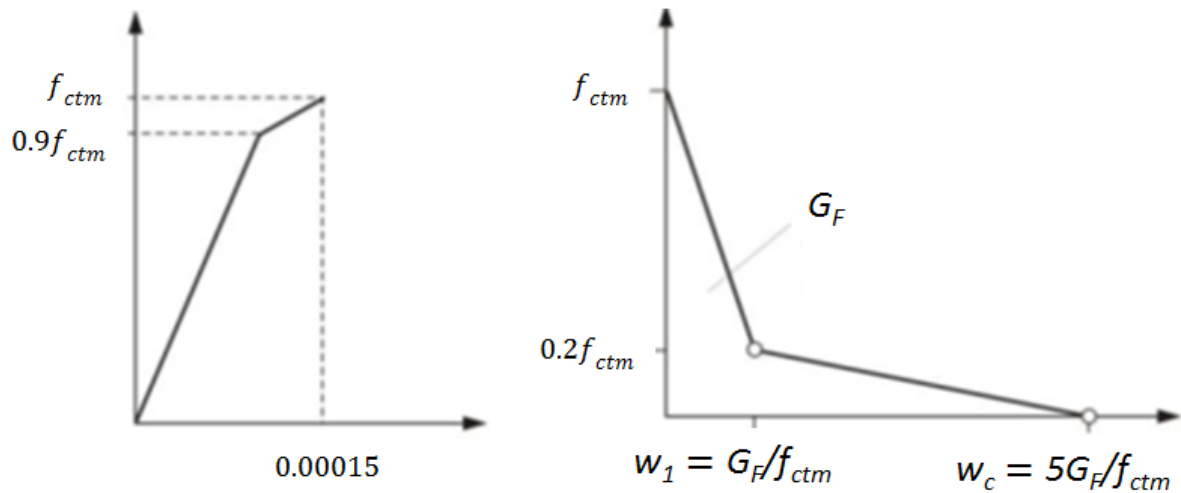


Рисунок 3.3 – Диаграммы зависимости напряжений от деформаций до процесса трещинообразования (слева) и напряжений от величины раскрытия фиктивной трещины (справа) при растяжении [198]

Все напряжения и деформации бетона в зоне процесса разрушения связывают с фиктивным раскрытием трещины w (мм). Для описания поведения материала при раскрытии трещины, что соответствует ниспадающей ветви диаграммы деформирования, применяется билинейная аппроксимация [198], достаточно хорошо совпадающая с экспериментальными кривыми. При этом используются следующие соотношения, зависящие от удельной энергии разрушения:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0,8 \frac{w}{w_1} \right) \text{ для } w \leq w_1 \quad (3.6a)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(0,25 - 0,05 \frac{w}{w_1} \right) \text{ для } w_1 < w \leq w_c \quad (3.6б)$$

где f_{ctm} – предельное значение напряжений при растяжении (пик диаграммы деформирования);

w – раскрытие трещины в мм;

$w_1 = G_F/f_{ctm}$ при $\sigma_{ct} = 0,2f_{ctm}$;

$w_c = 5G_F/f_{ctm}$ при $\sigma_{ct} = 0$;

G_F – удельная энергия разрушения в Н/м;

Удельная энергия разрушения бетона G_F (Н/м) – это энергия, необходимая для распространения трещины в единичной области при растяжении. При таком подходе хрупкое поведение бетона характеризуется зависимостью напряжений от перемещений (раскрытия трещины), а значение удельной энергии разрушения соответствует площади под графиком зависимости напряжений от раскрытия фиктивной трещины (рисунок 3.3) [197,198].

При растяжении в условном объеме бетона происходит образование трещины в некотором сечении. После того, как он будет растянут настолько, что большая часть напряжений спадет (движение по нисходящей ветви диаграммы деформирования), упругая часть деформаций будет мала относительно общих деформаций, и удлинение образца будет определяться главным образом величиной раскрытия трещины. Таким образом, раскрытие трещины не зависит от длины рассматриваемого образца [199]. Принимая начальную длину условного образца равной $l_0 = 1\text{ м}$, можно перейти от величины раскрытия фиктивной трещины к относительным деформациям. С учетом этого, кусочно-линейная аппроксимация полной диаграммы зависимости напряжений от деформаций растяжения примет вид, представленный на рисунке 3.4, где ниспадающую ветвь характеризуют значения деформаций $\varepsilon_t^{wl} = \varepsilon_{bt2} + G_F/R_{bt}$ при напряжениях $0,2R_{bt}$ и $\varepsilon_t^{wc} = \varepsilon_{bt2} + 5G_F/R_{bt}$ при растягивающих напряжениях, стремящихся к нулю [144,145].

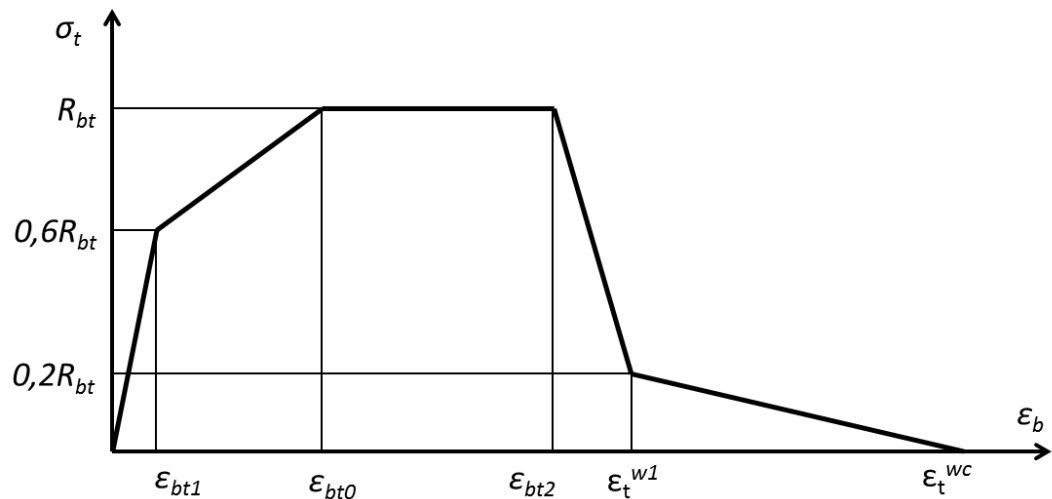


Рисунок. 3.4 – Кусочно-линейная аппроксимация полной диаграммы зависимости напряжений от деформаций бетона при растяжении [145]

Таким образом, для построения полной диаграммы деформирования бетона при растяжении, помимо представленных в нормативных документах [143] значений начального модуля упругости и предела прочности, необходимо задать величину удельной энергии разрушения. Энергия разрушения, вообще говоря, должна определяться по результатам соответствующих испытаний, описанных, например, в [200]. В отсутствие экспериментальных данных [198] предлагает использовать следующее соотношение для обычного бетона:

$$G_F = 73f_{ctm}^{0,18}, \quad (3.7)$$

где f_{ctm} – предельное значение напряжений при сжатии в МПа (пик диаграммы деформирования для сжатия).

Для бетона с легким заполнителем:

$$G_{Fl} = G_{FOA} + 16f_{lctm}, \quad (3.8)$$

где G_{FOA} – слагаемое, принимающее значение 0 или 24 Н/м в зависимости от особенностей состава;

f_{lctm} – предельное значение напряжений при растяжении в МПа (пик диаграммы деформирования при растяжении).

Стоит отметить, что в более ранней версии CEB-FIP Model Code [197] зависимость удельной энергии разрушения бетона от его состава учитывалась в другом виде и предлагалось следующее выражение для определения удельной энергии разрушения:

$$G_F = G_{F0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7}, \quad (3.9)$$

где G_{F0} – базовое значение энергии разрушения – параметр, зависящий от максимального размера заполнителя и принимаемый по соответствующей таблице, в которой приведены значения для размеров заполнителя 8, 16 и 32 мм.

Приведенные выше соотношения позволяют построить расчетные диаграммы деформирования бетона с учетом участков, описывающих его трещинообразование, не прибегая при этом к проведению дополнительных трудоемких испытаний [144,145]. Тем ни менее важно учитывать, что экспериментальные значения удельной энергии разрушения могут меняться в достаточно широком диапазоне в зависимости от состава бетона [152].

3.2 Упругопластическая модель повреждаемости бетона и ее основные расчетные параметры

Одной из математических моделей материалов, разработанной специально для описания поведения бетонов, является так называемая «пластическая модель поврежденности бетона» (concrete damage plasticity model или CDP) [199]. Благодаря своей универсальности и большому набору задач, которые она позволяет решать, данная модель получила последние годы широкое распространение при проведении расчетных исследований бетонных и железобетонных конструкций. Она позволяет учитывать нелинейное неупругое поведение бетона, как при растяжении, так и при сжатии, а также поддерживает возможность решения задач как с использованием явных, так и неявных схем интегрирования. Это делает модель CDP подходящим инструментом для прогнозирования НДС бетонных и железобетонных ГТС при действии статических и динамических нагрузок.

Рассмотрим основные зависимости (рисунок 3.5), определяющие работу модели CDP.

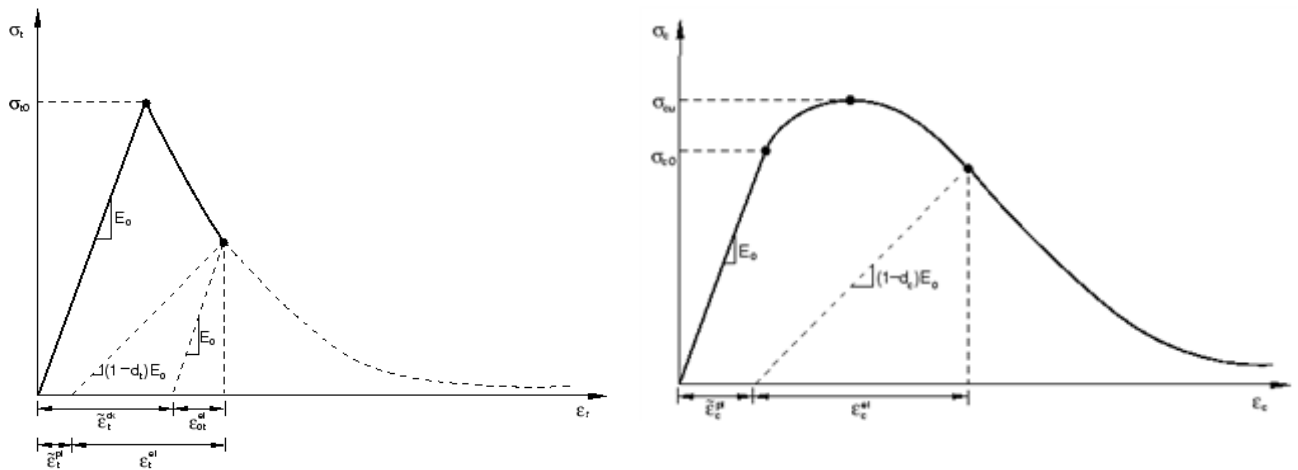


Рисунок 3.5 – Зависимость напряжения и от деформации при одноосном растяжении (слева) и сжатии (справа) пластически-повреждаемого материала бетона [199]

При одноосном растяжении зависимость деформаций от напряжений допускается принимать линейной до достижения критического значения напряжения σ_{t0} . Дальнейший спад напряжений соответствует образованию микротрещин в бетоне. При сжатии напряжения также пропорциональны деформациям до достижения σ_{c0} . Далее происходит ослабление материала до предельного напряжения σ_{cu} . Снижение значения модуля упругости при растрескивании характеризуется двумя параметрами поврежденности d_t и d_c , которые определяются развитием соответствующих пластических деформаций. Эти параметры могут принимать значения от 0 (неповрежденный материал) до 1 (полное разрушение). Если E_0 – начальный модуль упругости материала (неповрежденного), то напряжения и деформации при одноосном растяжении σ_t , ϵ_t и сжатии σ_c , ϵ_c связаны соотношениями:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0 (\epsilon_t - \epsilon_t^{pl}), \quad (3.10)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0 (\epsilon_c - \epsilon_c^{pl}). \quad (3.11)$$

Исследование поведения бетона в процессе разрушения обычно подразумевает задание напряжений разрушения, как функции от деформаций трещинообразования. При этом деформации трещинообразования определяются как разница полных и упругих деформаций, соответствующих неповрежденному материалу, как показано на рисунке 3.5.

Вводится понятие деформации трещинообразования ϵ_t^{ck} , которые определяются как разницу полных и упругих деформаций, соответствующих неповрежденному материалу. Для описания поведения материала при упрочнении используются значения пластической деформации ϵ_t^{pl} , а не общие значения деформации. Если имеются данные о поведении материала при разгрузении, они задаются так же как зависимость поврежденности d от

деформации трещинообразования ε_t^{ck} . Переход от деформации трещинообразования ε_t^{ck} к пластическим деформациям ε_t^{pl} описывается соотношением (3.12), которое сводится к равенству $\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck}$ при отсутствии поврежденности [199].

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (3.12)$$

Параметры диаграммы деформирования обычно задаются в виде набора точек, описывающих зависимость напряжений σ_t от деформаций трещинообразования ε_t^{ck} . Для перехода от полных деформаций к деформациям трещинообразования можно воспользоваться следующим соотношением:

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_i - \varepsilon_0 = \varepsilon_i - \frac{\sigma_i}{E_0} \quad (3.13)$$

Также возможен вариант задания параметров модели в виде зависимости напряжений от величины раскрытия условной трещины или напрямую в виде энергии разрушения. Если задана зависимость для параметра поврежденности, перемещения «раскрытия трещины» u_t^{ck} пересчитываются в «пластические» перемещения u_t^{pl} , по формуле (3.14), схожей с (3.12), при этом предполагается, что начальная длина l_0 является единичной и равной 1м [199].

$$u_t^{pl} = u_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t l_0}{E_0} \quad (3.14)$$

Реализация концепции зависимости напряжений от смещений в конечно-элементной модели требует определения характерной длины, связанной с точками интегрирования элементов. Направление, в котором происходит растрескивание, неизвестно заранее, поэтому элементы с большими отношениями сторон будут вести себя по-разному в зависимости от направления, в котором происходит растрескивание. Конкретные значения параметров материала, задаваемые для расчетной модели при этом подходе, должны определяться исходя из размеров конечных элементов, что требует построения равномерной регулярной сетки. Зачастую ввиду сложной геометрии моделируемых объектов обеспечить эти требования к сетке при решении реальных, а не модельных задач невозможно.

Модель повреждения бетона предполагает, что растрескивание начинается в точках, где эквивалентные пластические деформации растяжения больше нуля и максимальные главные пластические деформации положительны. Направление растрескивания предполагается параллельным направлению максимальных главных пластических деформаций [199]. Следует отметить, что параметр поврежденности важен при решении задач, связанных с циклическими воздействиями, когда материал подвергается разгрузке с последующим повторным нагружением. Идентификация параметров поврежденности требует проведение набора довольно сложных экспериментов [81,176]. Зачастую используются упрощенные кусочно-линейные и экспоненциальные аппроксимации зависимости поврежденности от деформаций

бетона [81,177]. Пример такой аппроксимации, которая позволяет достаточно точно учитывать форму кривой зависимости поврежденности d от деформаций ε , приведен в [201]:

$$d = \begin{cases} 0, & \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ 1 - e^{-b(\varepsilon - \varepsilon_0)^g}, & \varepsilon \geq \varepsilon_0 \end{cases}, \quad (3.15)$$

где b – коэффициент, который определяет, как быстро параметр поврежденности достигает значения 1;

g – параметр, регулирующий форму кривой;

ε_0 – критическое значение деформаций, определяющее начало процесса повреждения бетона.

При циклическом нагружении механизмы деградации материала довольно сложны. Они включают открытие и закрытие ранее сформированных микротрещин, а также их взаимодействие. Модель CDP позволяет учитывать восстановление упругой жесткости по мере изменения знака нагрузки. Эффект восстановления жесткости, также известный как «односторонний эффект», является важным аспектом поведения бетона при циклической нагрузке. Он обычно более выражен, когда нагрузка изменяется от растяжения до сжатия, что приводит к закрытию трещин растяжения и восстановлению жесткости при сжатии. В качестве крайних случаев возможно использование следующих значения для коэффициентов восстановления жесткости: коэффициент восстановления сжимающей жесткости $w_c = 1$, что означает полное восстановление жесткости при сжатии при закрытии трещины и изменении нагрузки от растяжения до сжатия; для растяжения $w_t = 0$, то есть жесткость на растяжение не восстанавливается [199].

Модель CDP, как и другие современные модели поведения материалов, требует задания ряда дополнительных к кривой деформирования параметров, определяющих работу упругопластической модели для сложнапряженного состояния. Используемое в этой модели выражения для потенциала потока, является гиперболической функцией Друкера-Прагера [199].

$$G = \sqrt{(\varepsilon \sigma_{t0} t g \psi)^2 + q^2} - p t g \psi \quad (3.16)$$

где σ_{t0} – одноосное растягивающее напряжение при разрушении;

ε – параметр, называемый эксцентриситетом;

ψ – угол дилатации;

q – эквивалентные напряжения по фон Мизесу,

p – гидростатическое давление.

Эксцентриситет определяет скорость, с которой функция пластического потенциала аппроксимирует асимптоту функции потенциала пластического потока (потенциал потока

стремится к прямой линии, если эксцентриситет стремится к нулю). Эксцентриситет потенциала потока для бетона имеет значение близкое к $\epsilon = 0.1$ [176,199].

Угол дилатации ψ определяет направление вектора приращения пластической деформации. Под дилатацией бетона понимают возрастание объема условного образца при осевом и многоосном сжатии на стадиях близких к разрушению, обусловленное развитием микротрещин, а также трещин большей протяженности [202]. Современные нормативные документы РФ не содержат какой-либо информации о дилатации бетона, по всей видимости, из-за сложности учета этого эффекта и отсутствия достаточно простых подходов к его экспериментальному определению.

Угол растрескивания, как правило, следует за углом дилатации, а его значение для бетонов может изменяться в диапазоне 20° - 40° [199]. Для бетона класса В50, например, в литературе встречается значение угла дилатации равное 38° [176]. Однако надо иметь в виду, что угол дилатации может определяться не только классом бетона, но и особенностями его состава.

В предлагаемой модели CDP, используется функция для поверхности текучести, предложенная Люблинером [174,199] с модификацией Ли и Фенвеса [171,199], которая учитывает различие прочности при растяжении и сжатии (рис. 3.6).

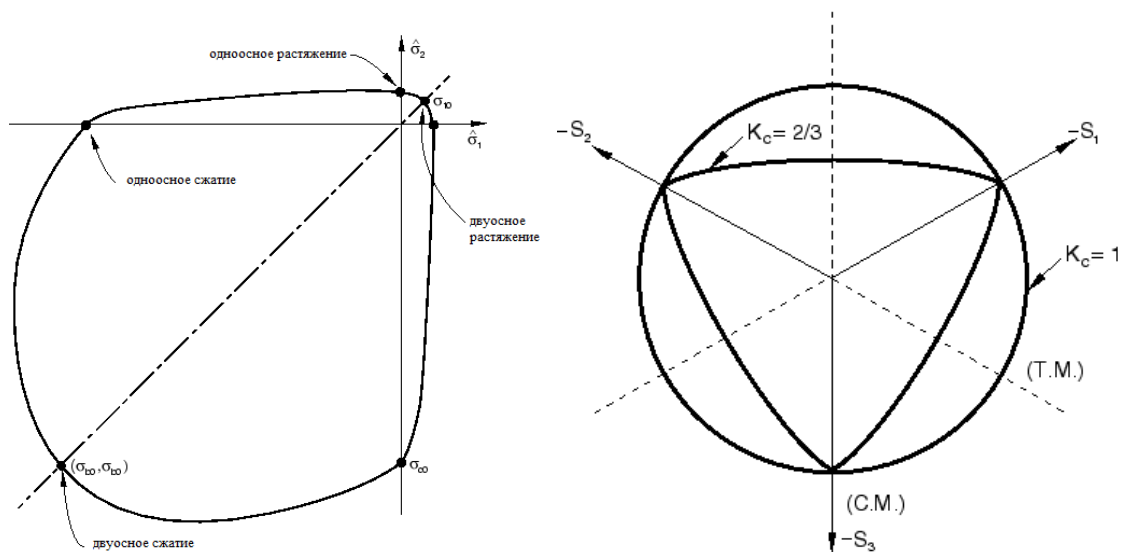


Рисунок. 3.6 – Поверхность текучести для двумерного случая (слева) и поверхности текучести в девиаторной плоскости, соответствующие различным значениям K_c (справа) [199]

Эволюция поверхности текучести контролируется параметрами упрочнения ϵ_t^{pl} и ϵ_c^{pl} , а функция текучести имеет вид [199]:

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (q - 3\alpha p + \beta(\epsilon_c^{pl})\langle\sigma_{max}\rangle - \gamma\langle-\sigma_{max}\rangle) - \sigma_c(\epsilon_c^{pl}) = 0, \quad (3.17)$$

где $\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0})-1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0})-1}$; $0 \leq \alpha \leq 0.5$; $\beta = \frac{\sigma_c(\varepsilon_c^{pl})}{\sigma_t(\varepsilon_t^{pl})}(1 - \alpha) - (1 + \alpha)$; $\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1}$.

Значение для соотношения σ_{b0}/σ_{c0} , которое представляет собой отношение прочности на двухосное сжатие к прочности на одноосное сжатие, для бетона рекомендуется задавать равным 1.16 [199]. Фактор формы, K_c определяет форму поверхности текучести в плоскости девиатора (рисунок 3.6). Значение K_c должно удовлетворять условию $0.5 \leq K_c \leq 1.0$ и обычно принимается равным $2/3$ для бетона [199].

При решении задач с использованием моделей материалов, учитывающих изменение жесткости, зачастую возникают трудности со сходимостью численного метода. Для их преодоления может быть использован дополнительный параметр численной вязкости, контролирующей регуляризацию определяющих уравнений, описывающих равновесное состояние бетона, допуская тем самым некоторый выход напряжений за поверхность текучести. Это помогает добиться более быстрой сходимости расчетного метода и снизить вычислительные затраты за счет умышленного снижения достоверности получаемых результатов. Оценка значения этого параметра, которое позволит избежать существенных ошибок, может быть проведена на основе расчета для отдельного конечного элемента (рисунок 3.7).

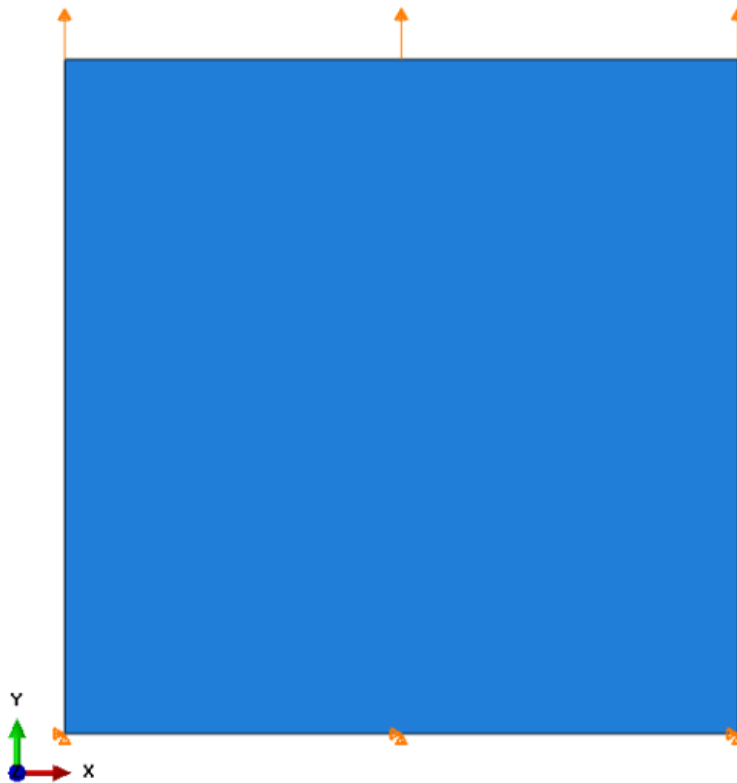


Рисунок. 3.7 – Схема и граничные условия, используемые при расчете одного конечного элемента

Зависимости напряжений от деформаций, получаемые по результатам расчётов с различными значениями вязкости, сравниваются с исходной диаграммой деформирования, которая задается в качестве параметров модели материала (рисунок 3.8). Значение вязкости в 0.001 даёт достаточное совпадение с исходной диаграммой деформирования, оно и будет использоваться при проведении дальнейших расчетных исследований.

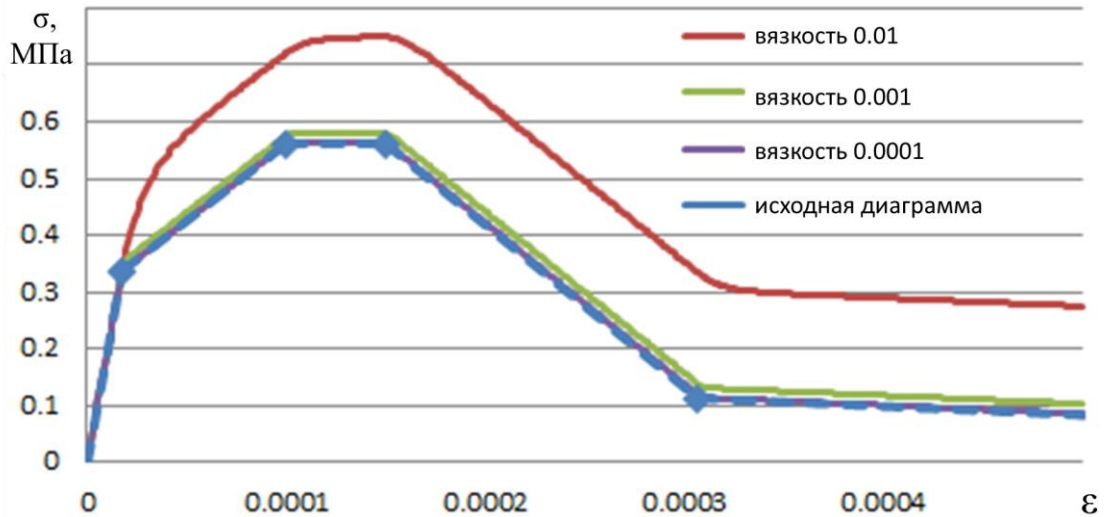


Рисунок. 3.8 – Диаграммы зависимости напряжений от деформаций при разных значениях вязкости, полученные для одного конечного элемента и исходная расчетная кусочно-линейная диаграмма деформирования бетона σ

Подводя итог, можно заключить, что поведение упругопластической модели поврежденности бетона определяется в первую очередь значениями пределов прочности на растяжение и сжатие, формой кривых зависимости напряжений от деформаций, определяемых в частности значением удельной энергии разрушения G_F , значением угла дилатации ψ и опционально зависимостью параметра поврежденности d от деформаций. Прочие параметры описанной выше модели материала, такие как эксцентриситет ϵ , отношение прочности на двухосное сжатие к прочности на одноосное сжатие σ_{b0}/σ_{c0} и значение параметра K_c для бетонов имеют известные значения, которые рекомендуется использовать по умолчанию в отсутствие дополнительных экспериментальных данных. Тем не менее, имеются методы их определения на основе серии экспериментов на образцах [176] и значения для конкретных составов бетонов могут быть уточнены, что, однако, требует проведения серии трудоемких испытаний.

3.3 Исследования чувствительности результатов моделирования к изменению расчетных параметров бетона на основе задачи об изгибе железобетонной бетонной балки

Как было показано выше, для ряда расчетных параметров упругопластической модели бетона отсутствуют нормативные значения. Для верификации параметров, принимаемых при численном моделировании НДС сооружений, возможен подход, основанный на предварительном сравнении результатов моделирования с экспериментальными данными [82–84]. Проведение серии таких расчетов с набором значений удельной энергии разрушения G_F и угла дилатации ψ позволит оценить чувствительность решения к изменению расчетных параметров модели.

В работе используются результаты экспериментальных исследований, выполненных сотрудниками ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева и филиала АО «Институт Гидропроект» – «НИИЭС» [145]. В ходе проведенных испытаний армированные балки подвергались воздействию статических нагрузок в виде давления, прикладываемого в двух точках к верхней поверхности (рисунок 3.9).



Рисунок. 3.9 – Оснащённая и готовая к испытаниям на четырехточечный изгиб железобетонная балка [145]

Контроль характеристик бетона производился путём испытания образцов, отобранных в процессе бетонирования балок. Принятые при проведении математического моделирования

характеристики бетона (таблица 3.1) подтверждены результатами испытаний [145]. Стоит также отметить, что рассматриваемый в работе бетон относится к легким.

Таблица 3.1 – Основные параметры бетона, полученные на основе испытаний образцов

E_0 , МПа	R_b , МПа	R_{bt} , МПа	ν	Плотность ρ , кг/м ³
25300	28.8	1.22	0.16	1920

Автором было проведено численное моделирование изгиба балки в программном комплексе Abaqus [144,145]. Бетон моделируется пространственными 8-ми узловыми конечными элементами (рисунок 3.10). Для снижения концентрации напряжений в точках приложения нагрузки и в опорах дополнительно задаются элементы, моделирующие стальные пластины. Арматура учитывается в расчетной схеме прямым моделированием с использованием стержневых элементов (рис. 3.11) с диаметром сечения, соответствующим профилю арматуры, использованной в экспериментальных балках. Для стали применяется кусочно-линейная диаграмма зависимости напряжений от деформаций [143].

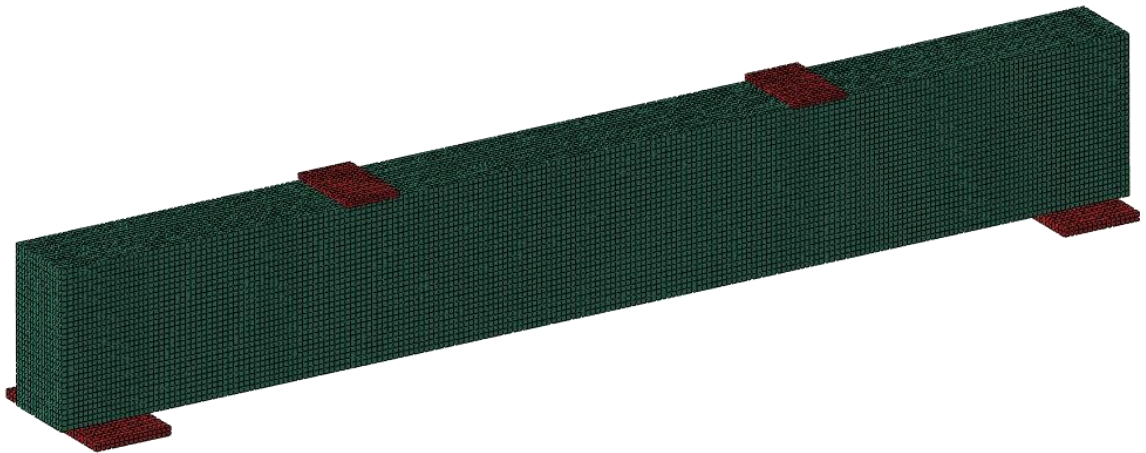


Рисунок. 3.10 – Общий вид конечно-элементной модели железобетонной балки

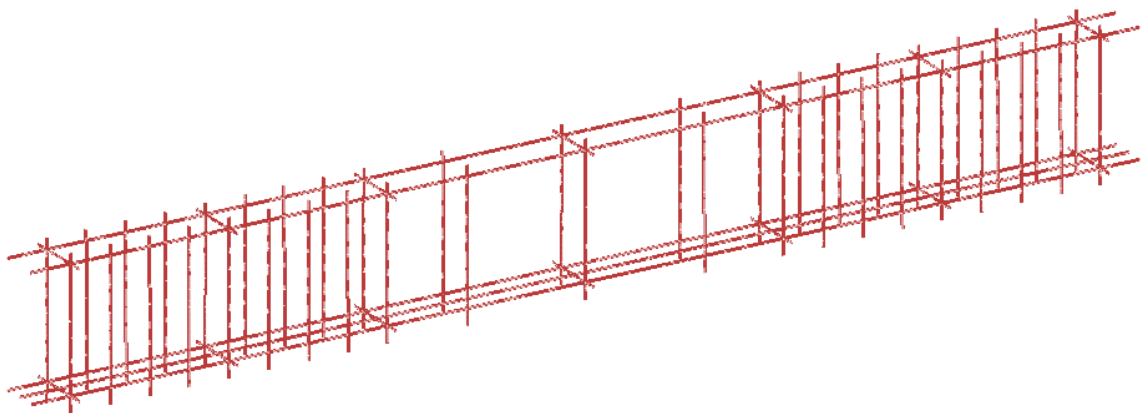


Рисунок. 3.11 – Стержневые элементы, моделирующие армирование балки

В ходе расчетных исследований автором рассмотрено несколько вариантов аппроксимации расчетной диаграммы деформирования бетона при растяжении:

1. Трехлинейной диаграммой зависимости напряжений от деформаций, которая получена на основе диаграммы из [143]. Предел упругости равен $0,6R_{bt}$. После достижения деформациями критического значения деформаций $\varepsilon_{bt2} = 0,00015$ диаграмма не обрывается, продолжается горизонтальный участок.

2. Зависимости напряжений от деформаций совпадает с вариантом 2 до $\varepsilon = \varepsilon_{bt2}$. После критического значения деформаций задается ниспадающая ветвь диаграммы деформирования в соответствии с рекомендациями [198]. Величина энергии разрушения при этом вычисляется с использованием расчетного значения предела прочности R_{bt} .

3. Аналогично варианту 2, при этом деформациям ε_{bt0} ставится в соответствие значение напряжений $0,9R_{bt}$, за счет чего добавлен наклон на третьем участке диаграммы.

4. Для восходящей ветви используется билинейная аппроксимация из [198], для которой величина предела упругости принимается равной $0,9R_{bt}$. Ниспадающая ветвь строится также по рекомендациям [198] на основе соотношения для энергии разрушения.

Подставляя расчетное сопротивление бетона сжатию в формулу для вычисления энергии разрушения для бетона с легким заполнителем получаем:

$$G_F = G_{F0A} + 16R_{bt} = 43.5 \text{ Дж} \quad (3.17)$$

Используемые в расчетах зависимости растягивающих напряжений от деформаций для описанных вариантов аппроксимаций приведены на рисунке 3.12. Поскольку предел прочности бетона на сжатие существенно превышает предел при растяжении и редко достигается, для сжатия в данном исследовании ограничимся трехлинейной диаграммой из [143].

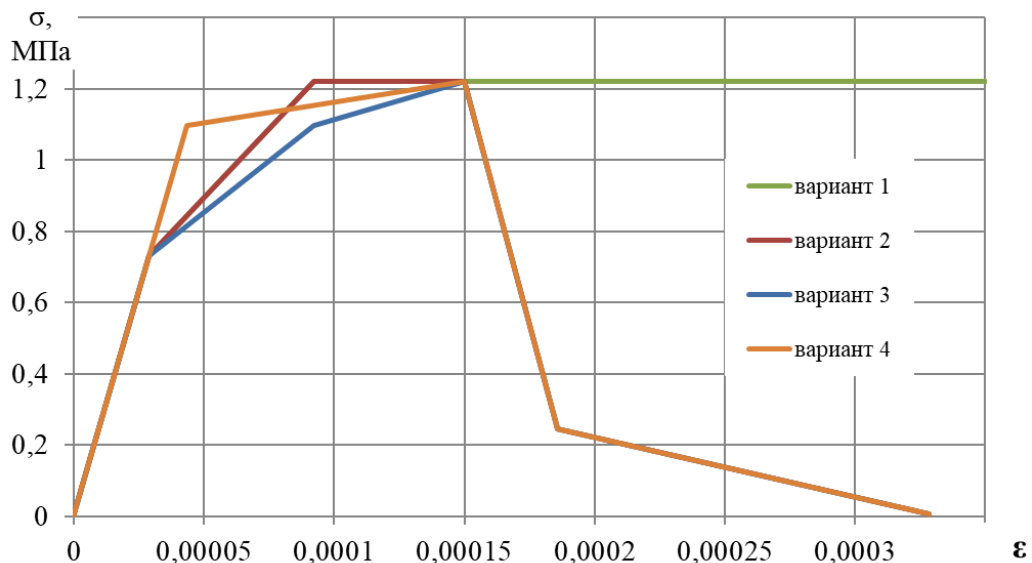


Рисунок 3.12 – Варианты кусочно-линейные аппроксимации зависимости напряжений σ , МПа от деформаций ε бетона при растяжении, используемые в ходе расчетных исследований

Для вариантов 2 и 4 аппроксимации диаграммы деформирования проведена серия расчетов с тремя значениями удельной энергии разрушения:

а – G_F вычислена по формуле (3.8) для легкого бетона [198];

б – значение энергии разрушения увеличено в 2 раза;

с – значение энергии разрушения увеличено в 3 раза, что в данном случае близко к значению удельной энергии разрушения, которое может быть получено по формуле (3.7) для бетона обычной плотности [198].

Соответствующие расчетные диаграммы представлены на рисунках 3.13 и 3.14. Для оценки влияния значения угла дилатации на результаты расчетов проведены расчеты для значений 20° , 30° и 40° , при этом использовалась аппроксимация диаграммы деформирования по варианту 2.

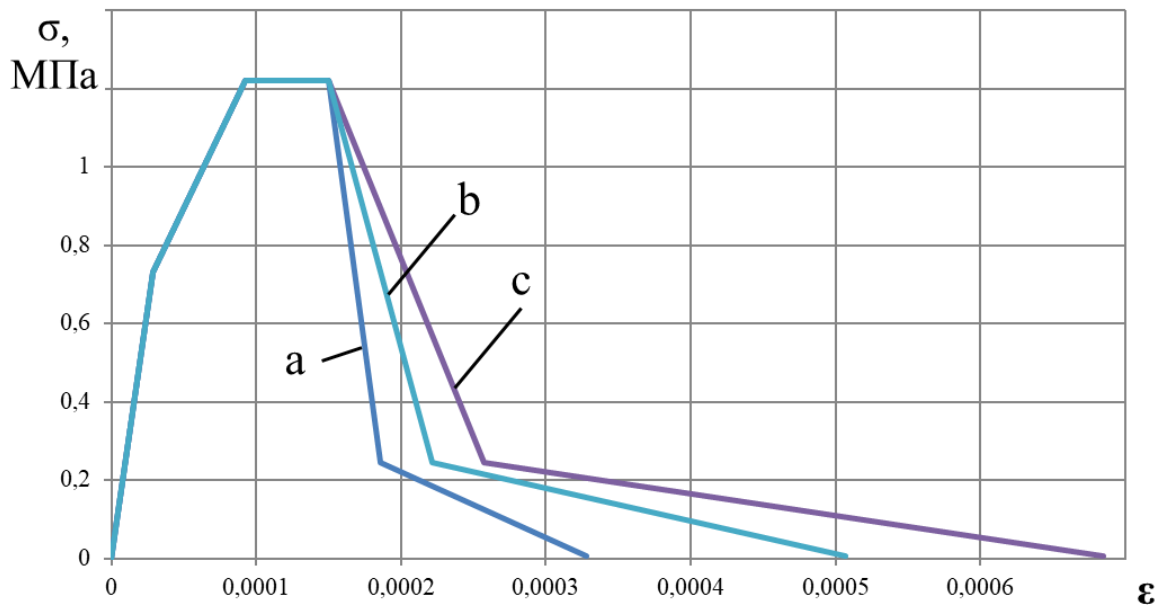


Рисунок 3.13 – Кусочно-линейные аппроксимации зависимости напряжений σ , МПа от деформаций ϵ бетона по варианту 2 при исходном значении энергии разрушения (а) и значениях, увеличенных в 2 и 3 раза (б и с соответственно)

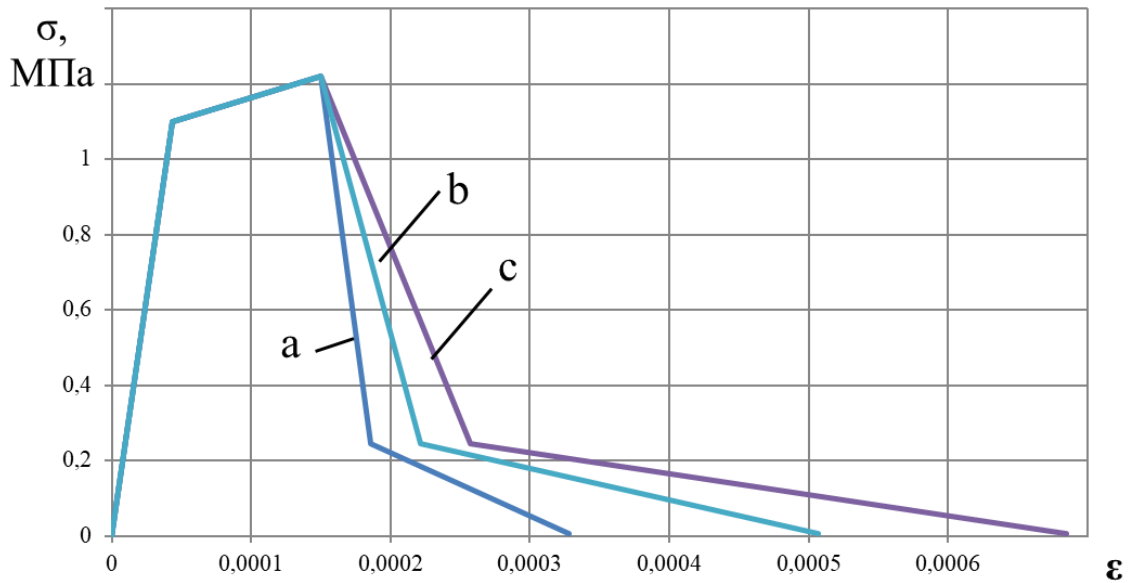


Рисунок 3.14 – Кусочно-линейные аппроксимации зависимости напряжений σ , МПа от деформаций ε бетона по варианту 4 при исходном значении энергии разрушения (a) и значениях, увеличенных в 2 и 3 раза (b и c соответственно)

По результатам численного моделирования нелинейного поведения железобетонной балки построены кривые зависимости от прикладываемой нагрузки F прогиба балки L и деформаций арматуры ε в середине пролета. При расчетах с учетом ниспадающей ветви (варианты 2,3,4) при нагрузке в диапазоне 2-3 тс наблюдается, характерный скачок диаграмм, как прогиба, так и деформаций арматуры (рисунки 3.15 и 3.16). Он более ярко выражен для вариантов 2 и 3, в которых принято меньшее значение предела упругости. Это можно объяснить развитием трещин в середине пролета балки и перераспределением напряжений между бетоном и арматурой. Данный эффект не наблюдается при использовании диаграммы без ниспадающей ветви (вариант 1). При расчетах по варианту 2 и 3 при значениях нагрузки в 14-16 тс происходит резкое увеличение прогиба, что можно интерпретировать как потерю балкой устойчивости и ее разрушение, однако это не соответствует экспериментальным данным. Добавление наклона к третьему участку диаграммы деформирования не приводит к существенному изменению в результатах, которые для вариантов 2 и 3 практически совпадают. Применение диаграммы деформирования по варианту 4 позволяет уменьшить расхождение с экспериментом.

Сравнение результатов расчетов с разными значениями энергии разрушения показывают, что неопределенность в значении энергии разрушения может сказаться на результатах расчетов при существенном увеличении нагрузки (рисунки 3.17-3.20).

На рисунках 3.21 и 3.22 приводятся результаты расчета балки с различными значениями угла дилатации. Изменение угла дилатации оказывает значительное влияние на результаты расчетов при увеличении прикладываемой нагрузки, при этом влияние его разброса может быть более существенно, чем влияние неопределенности в значении энергии разрушения.

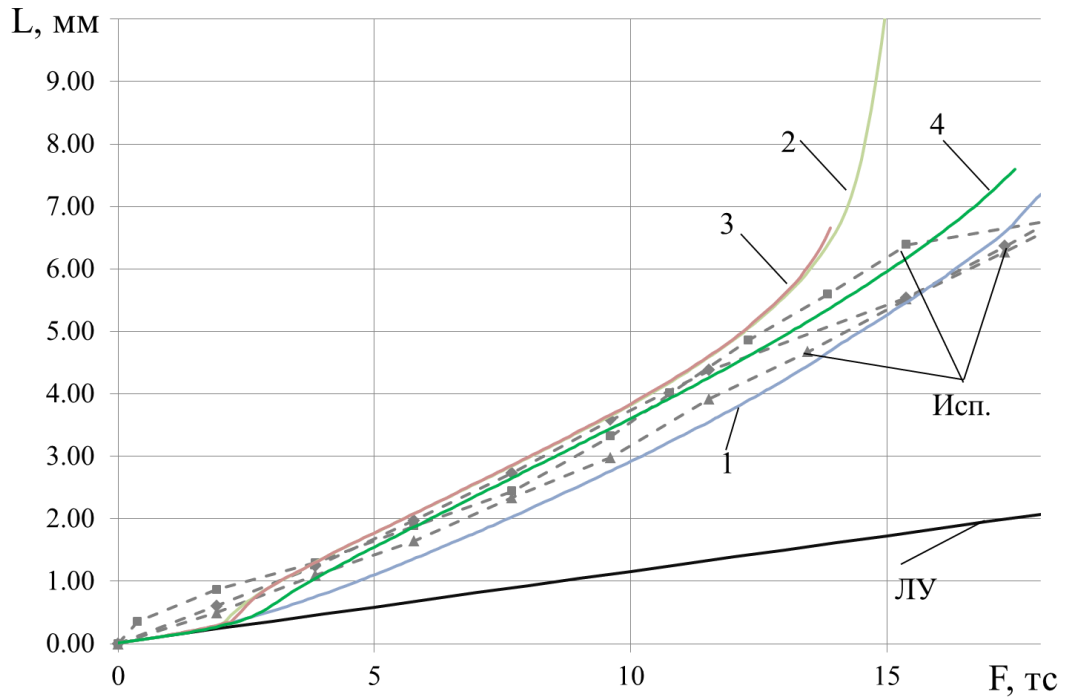


Рисунок 3.15 – Зависимости прогиба балки L , мм от величины прикладываемой нагрузки F , тс по результатам конечно-элементного моделирования с использованием линейно-упругой модели (ЛУ), упругопластической модели для разных вариантов аппроксимации диаграммы деформирования (1,2,3,4 соответственно) и по результатам испытаний (Исп.)

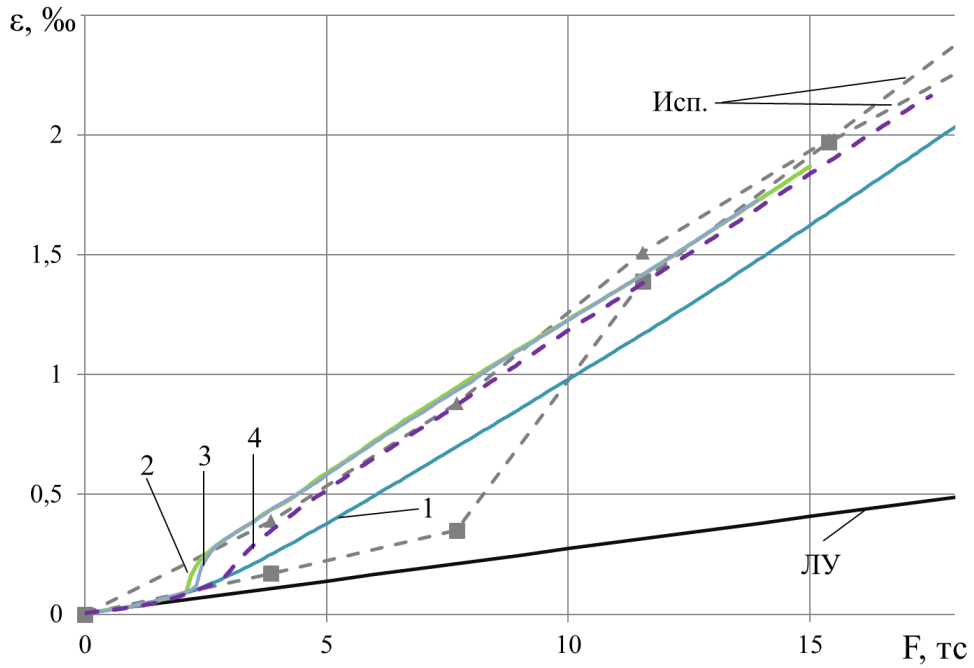


Рисунок 3.16 – Зависимости деформаций арматуры ε от величины прикладываемой нагрузки F , тс по результатам конечно-элементного моделирования с использованием линейно-упругой модели (ЛУ), упругопластической модели для разных вариантов аппроксимации диаграммы деформирования (1,2,3,4 соответственно) и по результатам испытаний (Исп.)

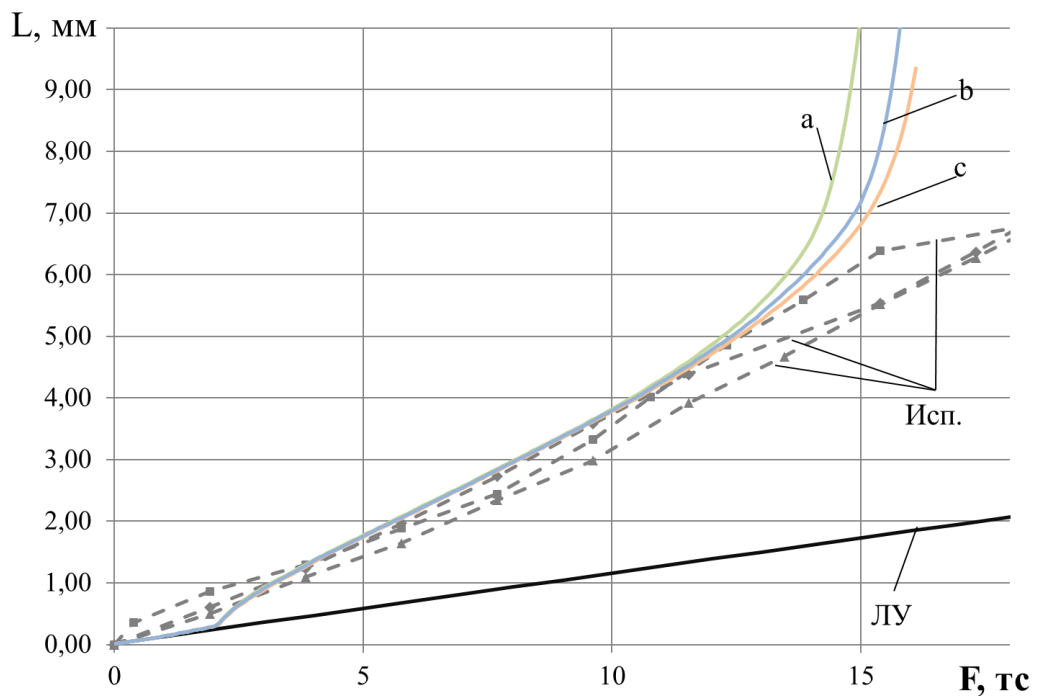


Рисунок 3.17 – Зависимости прогиба L , мм балки от величины прикладываемой нагрузки F , тс по результатам конечно-элементного моделирования с использованием линейно-упругой модели (ЛУ), упругопластической модели для варианта 2 аппроксимации диаграммы деформирования при различных значениях энергии разрушения (а, b, с соответственно) и по результатам испытаний (Исп.)

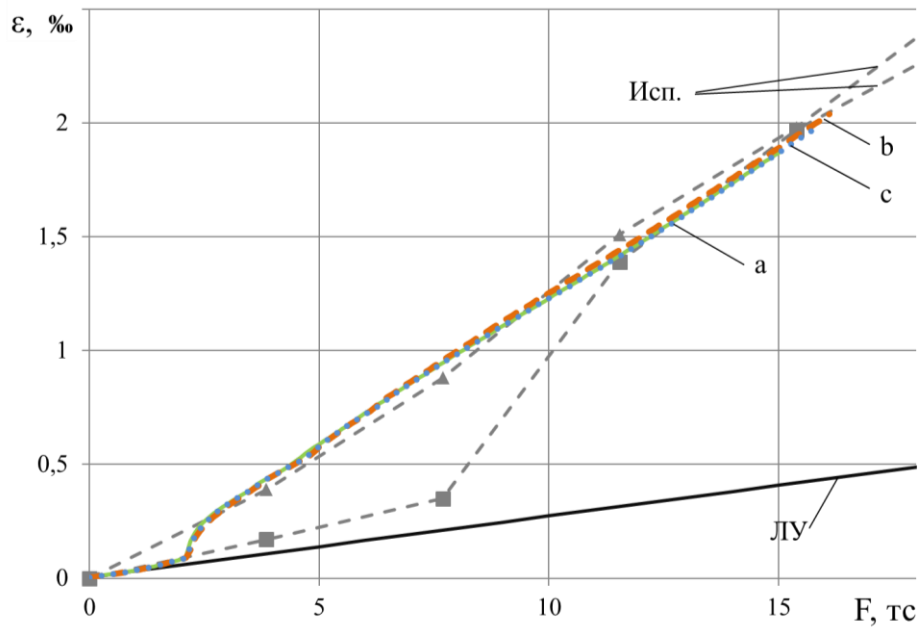


Рисунок 3.18 – Зависимости деформаций арматуры ε от величины прикладываемой нагрузки F , тс по результатам конечно-элементного моделирования с использованием линейно-упругой модели (ЛУ), упругопластической модели для варианта 2 аппроксимации диаграммы деформирования при различных значениях энергии разрушения (a, b, c соответственно) и по результатам испытаний (Исп.)

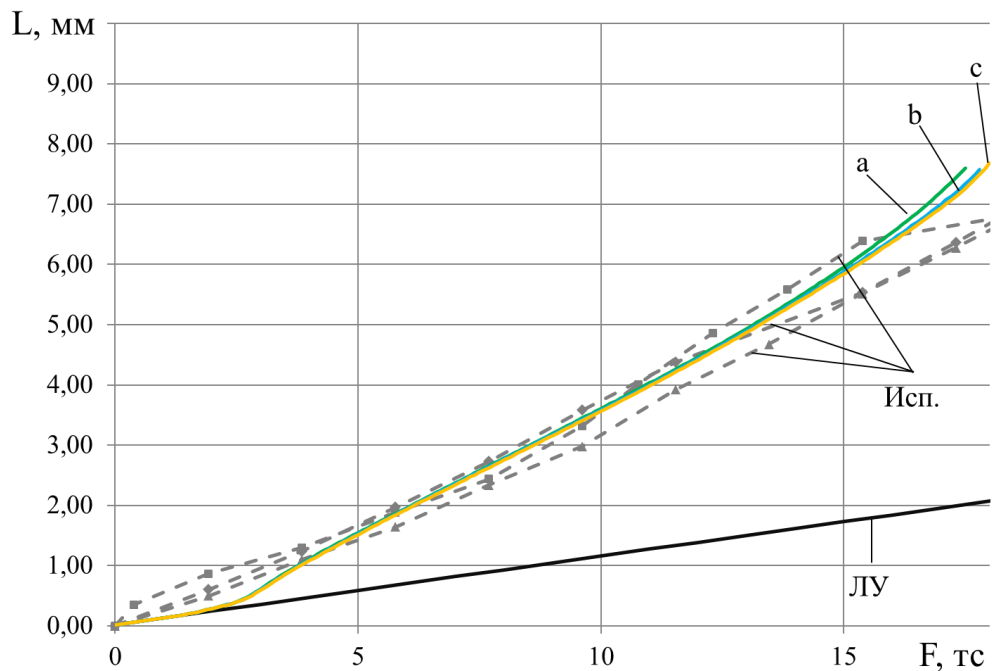


Рисунок 3.19 – Зависимости прогиба балки L , мм от величины прикладываемой нагрузки F , тс по результатам конечно-элементного моделирования с использованием линейно-упругой модели (ЛУ), упругопластической модели для варианта 4 аппроксимации диаграммы деформирования при различных значениях энергии разрушения (a, b, c соответственно) и по результатам испытаний (Исп.)

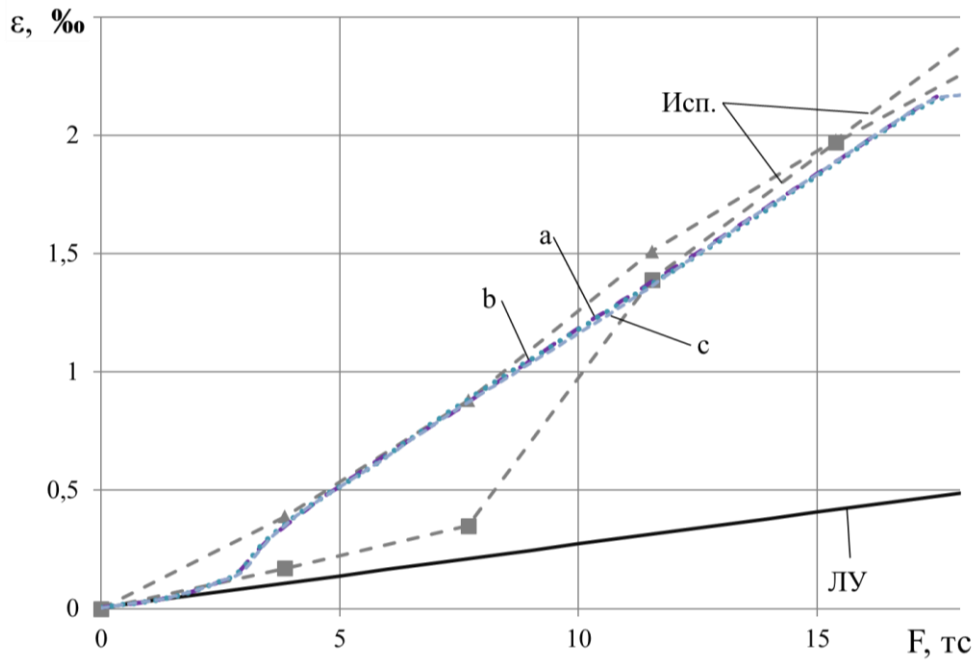


Рисунок 3.20 – Зависимости деформаций арматуры ε от величины прикладываемой нагрузки F , тс по результатам конечно-элементного моделирования с использованием линейно-упругой модели (ЛУ), упругопластической модели для варианта 4 аппроксимации диаграммы деформирования при различных значениях энергии разрушения (а, б, с соответственно) и по результатам испытаний (Исп.)

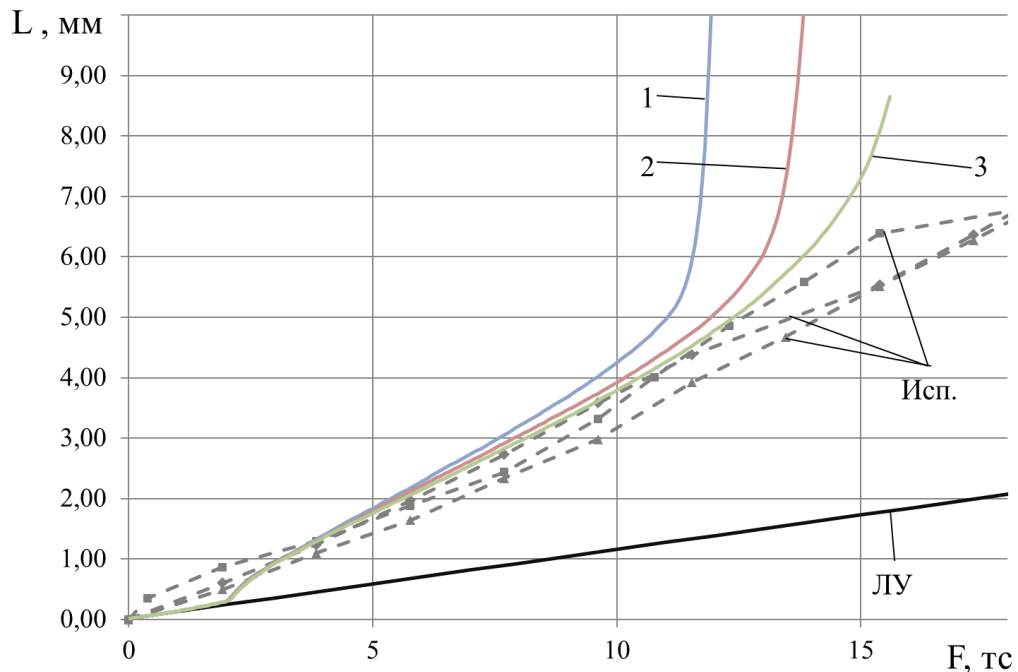


Рисунок 3.21 – Зависимости прогиба балки L , мм от величины прикладываемой нагрузки F , тс по результатам конечно-элементного моделирования с использованием линейно-упругой модели (ЛУ), модели CDP при различных значениях угла дилатации (1 – $\psi = 20^\circ$, 2 – $\psi = 30^\circ$, 3 – $\psi = 40^\circ$) и по результатам испытаний (Исп.)

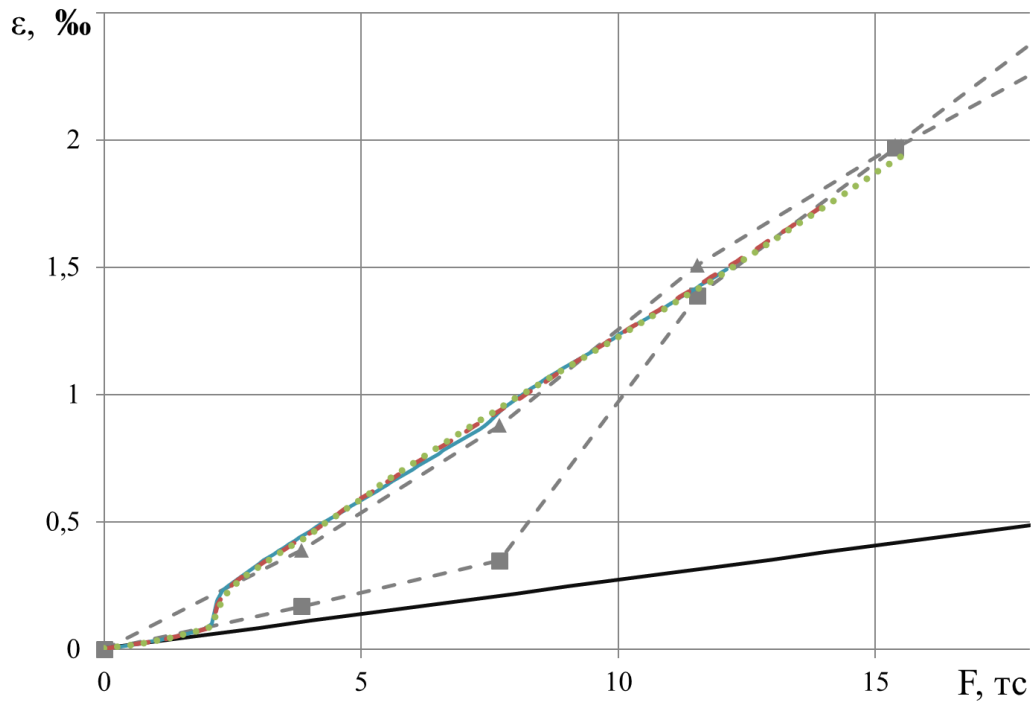


Рисунок 3.22 – Зависимости деформаций ε арматуры от величины прикладываемой нагрузки F , тс по результатам конечно-элементного моделирования с использованием линейно-упругой модели (ЛУ), модели CDP при различных значениях угла дилатации (1 – $\psi = 20^\circ$, 2 – $\psi = 30^\circ$, 3 – $\psi = 40^\circ$) и по результатам испытаний (Исп.)

3.4 Моделирование бетонной конструкции с учетом нелинейного поведения бетона при действии динамической нагрузки

Упругопластическая модель бетона может быть использована при проведении расчетных исследований различных бетонных и железобетонных конструкций при действии как статических, так и динамических аварийных воздействий [46,179,180]. К аварийным воздействиям относят особые нагрузки, которые могут привести к аварийной расчетной ситуации и при этом не регламентируются нормативными документами [141]. Ниже приведены результаты решения задачи о воздействии взрывной волны на преднапряженную железобетонную плиту [179]. Нагрузка на сооружение, вызванная действием взрывной волны, может приводить обширному трещинообразованию в бетоне. При этом это необходимо оценить прочность конструкции и остаточные деформации, которые сохранятся по окончании действия нагрузки. Отсутствие большого количества циклов смены направления действия нагрузки, характерного для сейсмических воздействий, позволит в данном исследовании отказаться от

излишнего усложнения расчетной модели нелинейного поведения бетона и не учитывать накопление поврежденности бетона. При этом области возможного трещинообразования можно оценить по полям деформаций растяжения.

Сравнение результатов моделирования, полученных при использовании упругопластической и линейноупругой модели, позволит оценить преимущества учета нелинейного поведения бетона при расчетных исследованиях сооружений под действием динамических нагрузок особых сочетаний.

3.4.1 Постановка задачи и описание расчетной модели

В качестве объекта исследования выбрана предварительно напряженная железобетонная плита, которая является частью основания гравитационного типа (ОГТ) завода переработки сжиженного природного газа (СПГ). Взрыв газа на верхнем строении может привести к распространению взрывной волны, которая окажет воздействие на верхнюю плиту ОГТ. Характерная форма импульса для нагрузки от взрывной волны приведена на рисунке 3.23.



Рисунок 3.23 – Форма зависимости давления P от времени t для задания воздействия взрывной волны на верхнюю плиту ОГТ [179]

Рассматривается взрыв над центральной областью плиты над отсеком хранения СПГ как наиболее опасный. Расчетная модель, реализованная в программном комплексе Abaqus, представляет собой половину верхней плиты ОГТ, что допустимо в силу симметрии задачи. Модель также включает в себя участки стен, на которые опирается плита. Конечно-элементная сетка показана на рисунках 3.24 и 3.25, а ее основные параметры приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.2 – Параметры конечно-элементной модели верхней плиты ОГТ

Элемент конструкции	Тип элемента	Количество узлов	Количество элементов
Бетон плиты	C3D8	267800	202395
арматура	S4R	91512	90650
Постнатяженная арматура	S4R	45264	44835
Вся модель		267800	337880

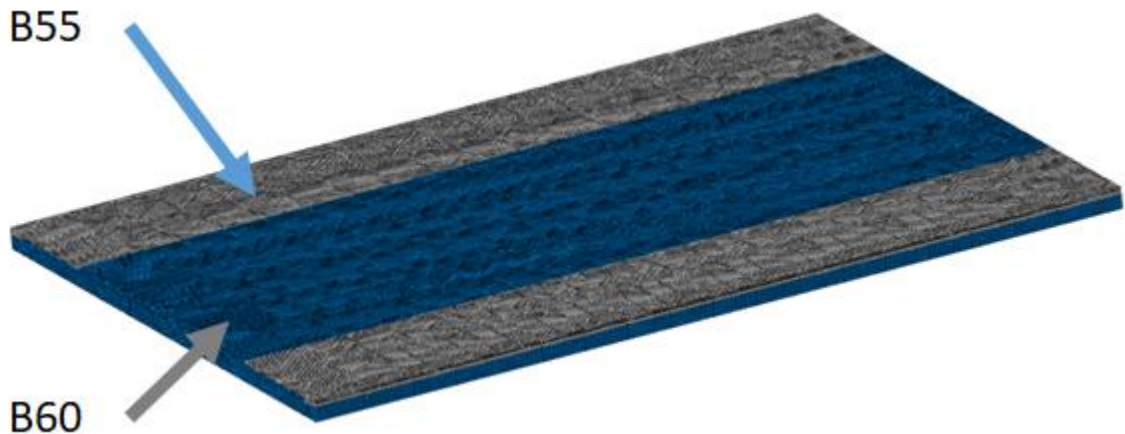


Рисунок 3.24 – Конечно-элементная модель фрагмента верхней плиты ОГТ. Цветами показано зонирование по маркам бетона

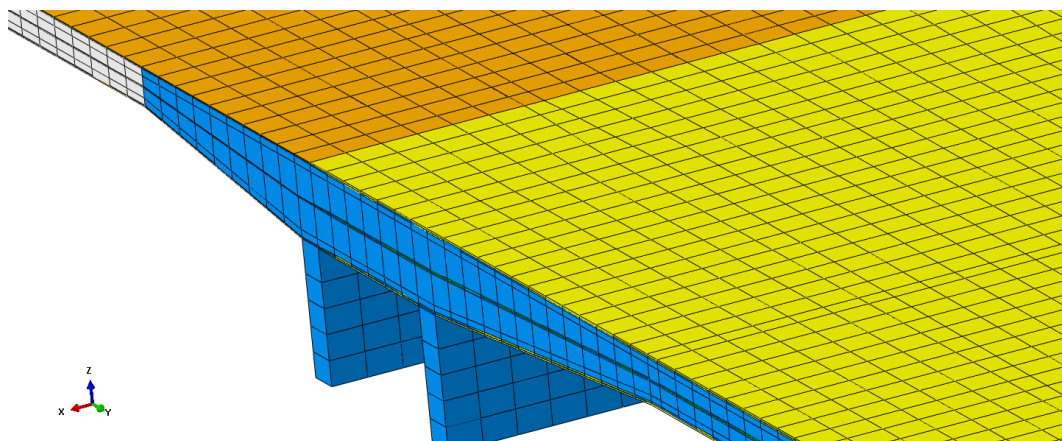


Рисунок 3.25 – Конечно-элементная сетка разреза верхней плиты ОГТ (фрагмент)

Прочностные и деформационные параметры конструкционных материалов приведены в таблицах 3.4 и 3.5. Бетон конструкции моделируется 8-ми узловыми объемными конечными элементами C3D8. Армирование учитывается с использованием элементов многослойных оболочек S4R (желтый и оранжевый на рисунке 3.25) с толщинами слоев, соответствующими площади сечения армирования в определенном направлении. При этом расчетные параметры материала для арматуры задавались ортотропными, чтобы корректно отразить работы

армирования в определенном направлении. В расчетной модели натяжение арматуры учитывается путем задания на начальном шаге расчета поля предварительных напряжений по двум направлениям для элементов оболочек, моделирующих напрягаемую арматуру. Величина начальных напряжений в напрягаемой арматуре принята равной 1000 МПа.

Таблица 3.3 – Прочностные и деформационные характеристики бетонов ОГТ

Характеристика	Легкий бетон	Модифицированный бетон
	класса В55	класса В60
R_b , МПа	28,8	33,0
R_{bt} , МПа	1,22	1,23
E_b , ГПа	25,3	33,025
ν	0,16	0,2

Таблица 3.4 – Прочностные и деформационные характеристики арматуры ОГТ

Характеристика	Класс арматуры	
	Ac500	Напрягаемая T15,7
E_s , ГПа	200	195
R_{sn} , МПа	500	1635
R_s , МПа	435	1435
R_{sc} , МПа	435 (400)	–

3.4.2 Расчет с использованием линейно-упругой модели бетона и упрощенного квазистатического подхода

В качестве наиболее простого подхода к моделированию НДС бетонной плиты при воздействии нагрузок от взрывной волны рассматривается квазистатический метод задания воздействия в сочетании с линейно-упругой моделью материалов [90,91,203,204].

Пусть приложенная к рассматриваемой конструкции система динамических нагрузок имеет вид:

$$R(t) = PF(t), \quad (3.17)$$

где P – вектор, определяющий распределение давления по поверхности конструкции;
 $F(t)$ – функция, которая характеризует зависимость воздействия от времени.

Решение уравнения движения разыскивается в виде:

$$u(t) = u_{st}\Psi(t), \quad (3.18)$$

где u_{st} – статическое перемещение под действием нагрузки P , которое вычисляется в результате решения (3.19);

$\Psi(t)$ – функция, определяемая в результате решения уравнения (3.20) с краевыми условиями (3.21):

$$Ku_{st} = P; \quad (3.19)$$

$$m\ddot{\Psi} + b\dot{\Psi} + k\Psi = f(t), \quad (3.20)$$

$$t=0: \Psi = 0, \dot{\Psi} = 0, \quad (3.21)$$

где $m = u_{st}^T M u_{st}$; $b = u_{st}^T B u_{st}$; $k = u_{st}^T K u_{st}$; $f(t) = u_{st}^T P F(t)$.

Из (3.17) следует, что вектор внутренних усилий в элементах конструкции $\sigma(t)$ может быть представлен в виде:

$$\sigma(t) = \sigma_{st} \Psi(t), \quad (3.22)$$

где σ_{st} – вектор статических усилий в конструкции.

В качестве динамического коэффициента для конструкции принимается:

$$k_d = \max \Psi(t). \quad (3.23)$$

Из (3.22) и (3.23) следует справедливость оценки:

$$\sigma(t) \leq k_d \sigma_{st}. \quad (3.24)$$

Подходы к вычислению динамических коэффициентов для импульсов давления, аппроксимирующих фазы сжатия и разрежения приведены в [90,91]. Фазы сжатия и разрежения рассматриваются как отдельные импульсы давления. При этом фаза сжатия обычно аппроксимируется треугольным импульсом, а фаза разрежения – треугольным, или прямоугольным. Следует отметить, что значения динамических коэффициентов при этом не превышают значений 1,8-2,0 [179].

В соответствии с [203,204] и учитывая, что к деформациям элементов железобетонного основания предъявляются повышенные требования, расчет на особое сочетание нагрузок производится по первой группе предельных состояний – по несущей способности. При этом рассматривается расчетное предельное состояние [203,204], характеризующееся работой конструкций в условно упругой стадии деформирования при напряжениях в растянутой арматуре, не превышающих расчетного динамического сопротивления арматуры растяжению. Напряжения в бетоне сжатой зоны должны быть не выше расчетного динамического сопротивления бетона сжатию [203,204].

Эквивалентная статическая нагрузка [203,204] на изгибаемые и внецентренно сжатые элементы железобетонных конструкций при расчете их на изгиб и поперечную силу принимается равной динамической нагрузке, умноженной на коэффициент динамичности k_d . При расчете конструкций элементов покрытий по несущей способности на изгибающий момент принимается $k_d = 1,8$, при расчете на поперечную силу – $k_d = 1,96$. Эквивалентная

статическую нагрузку при определении величины продольной силы для внецентренно сжатых элементов перекрытия принимается равной динамической нагрузке, умноженной на коэффициент динамичности $k_d = 1$.

Для того чтобы обеспечить получение верхней оценки по результатам расчета на воздействие взрывной волны, определение эквивалентных статических нагрузок, выполняется следующим образом. В качестве величины динамической нагрузки используется сумма абсолютных величин максимальных давлений на фазах сжатия и разрежения [179]:

$$\Delta P = \Delta P_+ + \Delta P_-, \quad (3.25)$$

где ΔP_+ и ΔP_- – максимальные по модулю величины избыточного давления на фазах сжатия и разрежения соответственно. Подобное построение динамической нагрузки позволяет учесть влияние упругого последействия. В качестве динамического коэффициента используется значение $k_d = 2$. Таким образом, при формировании эквивалентной статической нагрузки учитывается величина избыточного давления $2\Delta P$, которая в рассматриваемой задаче составляет 200 кПа. Область приложения воздействия к расчетной модели показана на рисунке 3.26.

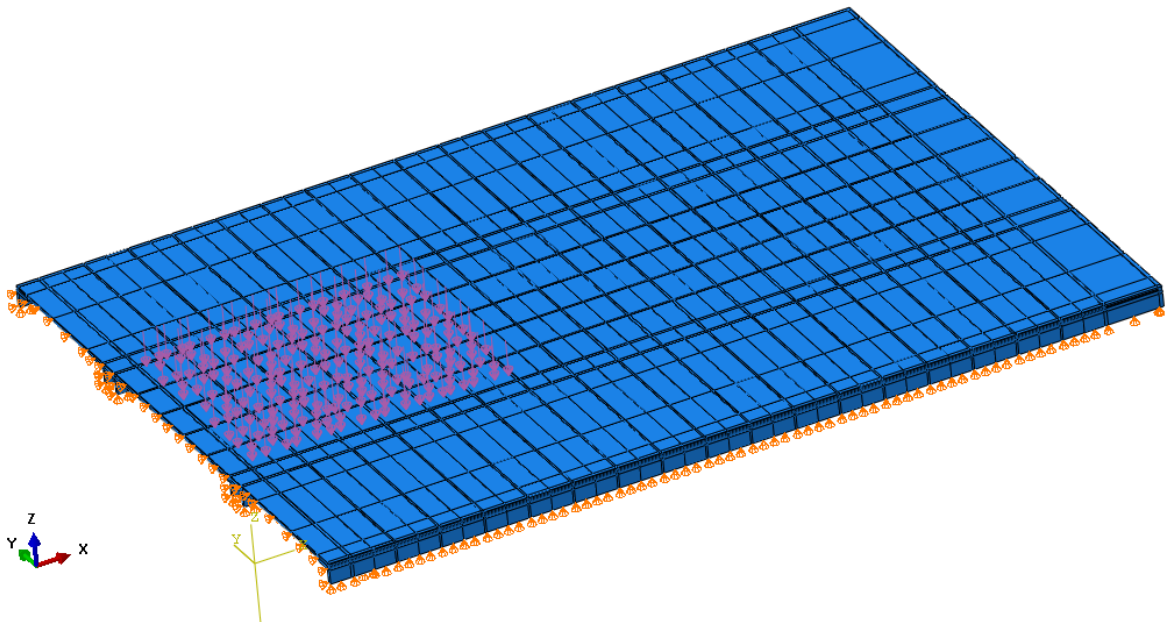


Рисунок 3.26 – Область воздействия взрывной волны

По результатам расчетов квазистатическим методом максимальный прогиб плиты составляет 33 см (рисунок 3.27). Растягивающие напряжения (рисунки 3.28 и 3.29) превышают предел прочности используемых классов бетона в обширной области и достигают значений до 57 МПа. Максимальные сжимающие напряжения при значении коэффициента динамичности $k_d = 2$ составляют 83 МПа, что более чем в 2 раза превышает предельное значение для используемого бетона ($R_b = 33$ МПа). Таким образом, показано, что напряжения в бетоне

сжатой зоны больше расчетного сопротивления бетона сжатию и конструкция работает вне упругой области деформирования, что противоречит исходным допущениям, позволяющим использовать квазистатический подход к моделированию взрывного воздействия. Это требует проведения дополнительных расчетов по решению динамической задачи методом прямого интегрирования с использованием нелинейных моделей поведения материалов, что позволит учесть влияние трещинообразования бетона на НДС конструкции.

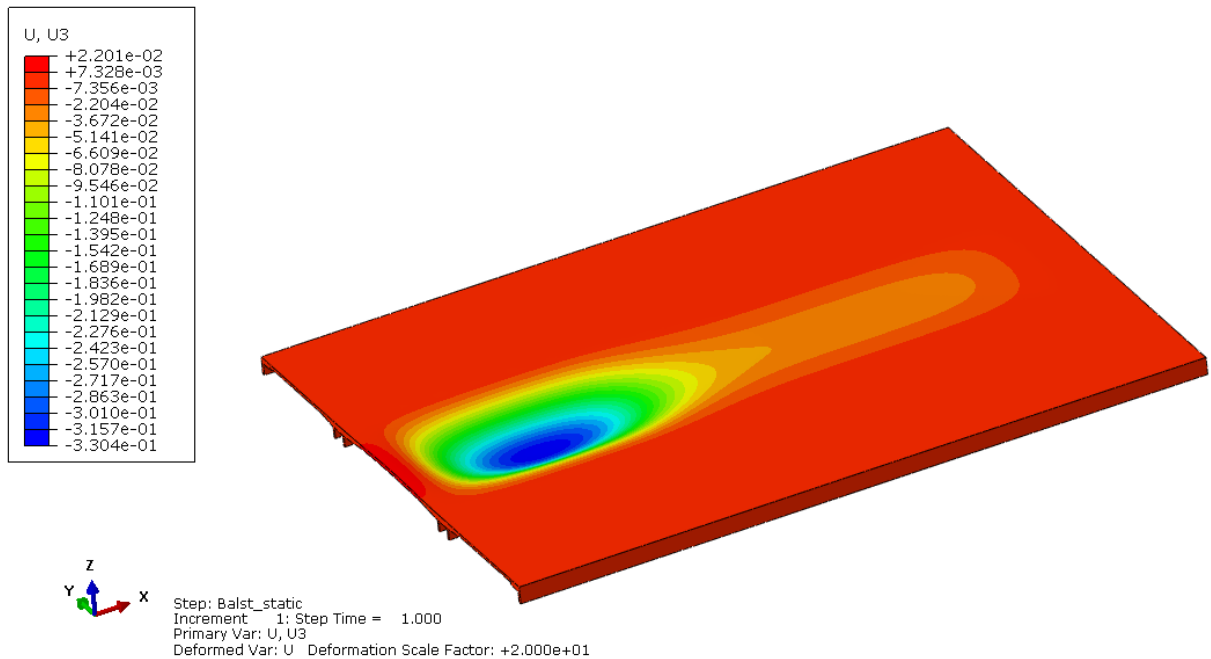


Рисунок 3.27 – Поле вертикальных перемещений U , м верхней плиты ОГТ при моделировании взрывного воздействия квазистатическим методом

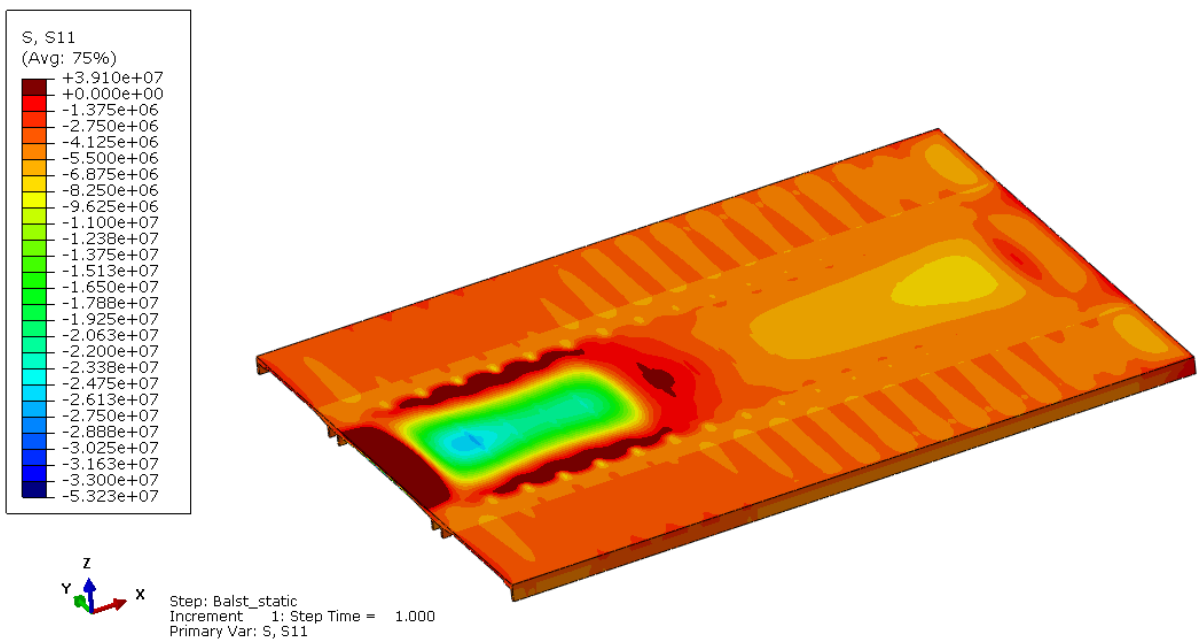


Рисунок 3.28 – Поле напряжений σ_x в бетоне верхней плиты U , м ОГТ при моделировании взрывного воздействия квазистатическим методом

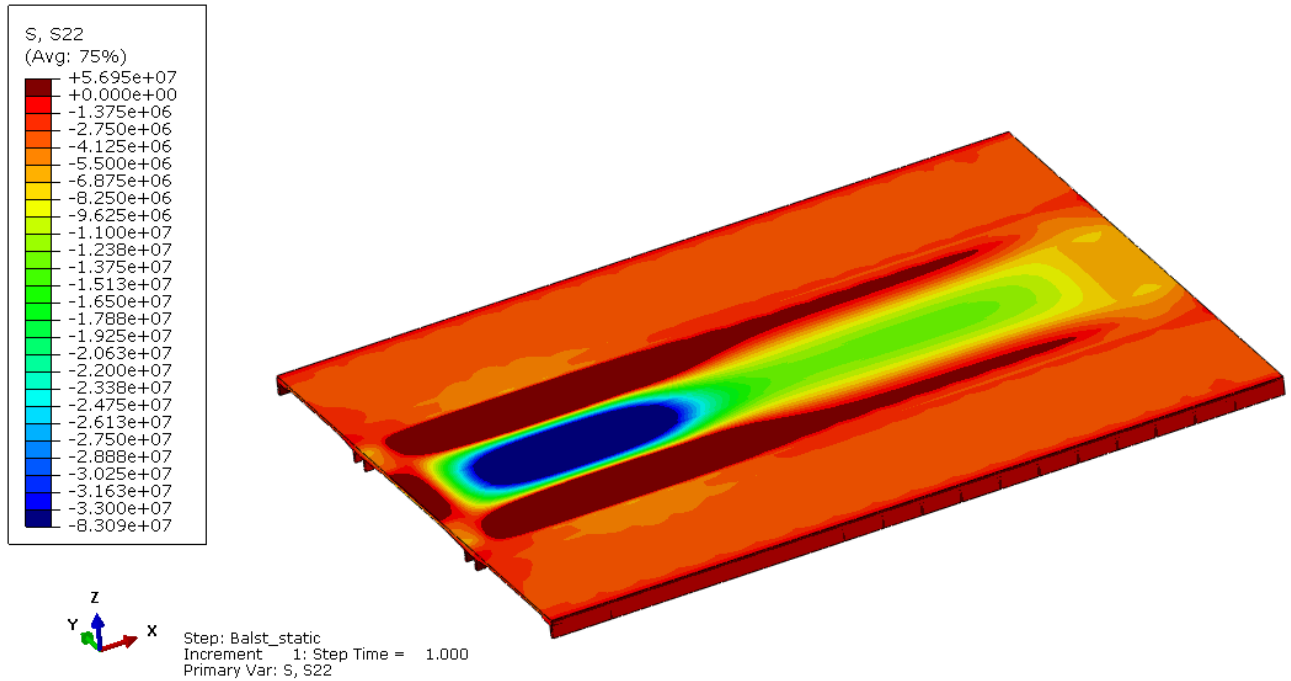


Рисунок 3.29 – Поле напряжений σ_y , Па в бетоне верхней плиты ОГТ при моделировании взрывного воздействия квазистатическим методом

3.4.3 Определение собственных частот и форм колебаний

Задача нахождения собственных частот и форм конечно-элементных моделей является частным случаем проблемы определения собственных значений. При решении этой задачи уравнения можно представить в виде [109,199]:

$$K\Phi = M\Phi\Omega, \quad (3.26)$$

где M и K – матрицы масс и жесткости конструкции соответственно

Φ – матрица форм собственных колебаний;

Ω – диагональная матрица квадратов собственных частот.

Для определения форм и частот собственных колебаний верхней плиты ОГТ применяется прямой блочный метод Ланцоша реализованный в программном комплексе Abaqus. Первые три формы собственных колебаний модели верхней плиты ОГТ и соответствующие им частоты показаны на рисунках 3.30-3.32. Полученные значения частот превышают 3 Гц, в то время как спектр воздействия взрывной волны расположен в диапазоне 1-10 Гц. Это также указывает на недопустимость использования квазистатических оценок напряженного состояния рассматриваемой конструкции.

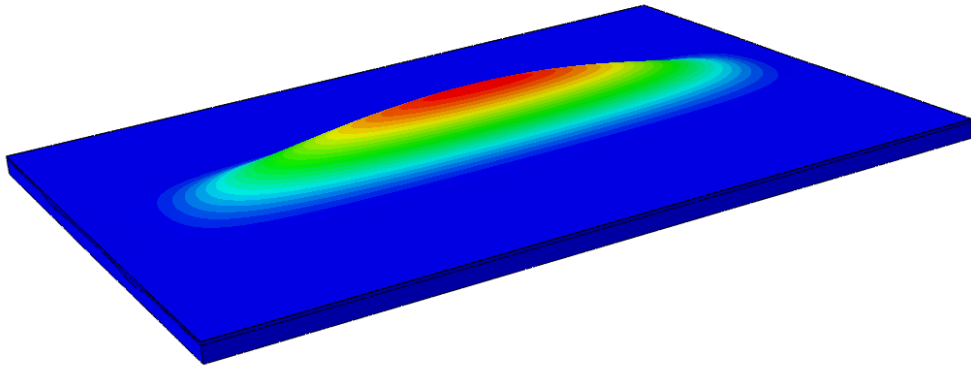


Рисунок 3.30 – Первая форма собственных колебаний верхней плиты ОГТ, отвечающая частоте 3.12 Гц

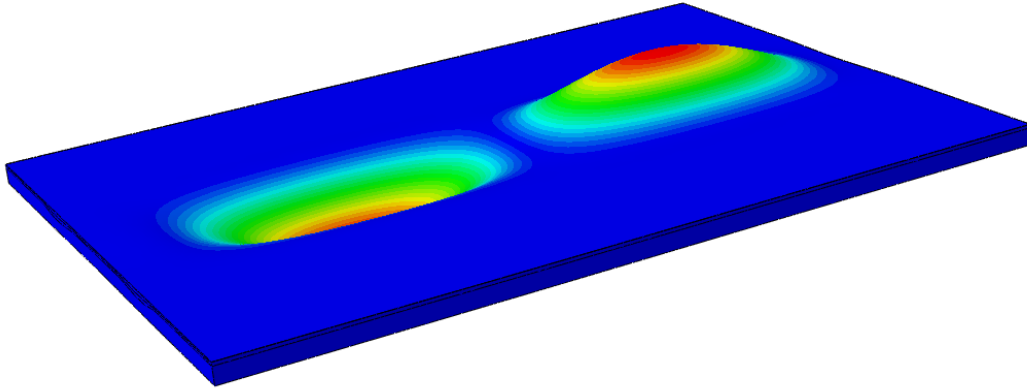


Рисунок 3.31 – Вторая форма собственных колебаний верхней плиты ОГТ, отвечающая частоте 3.29 Гц

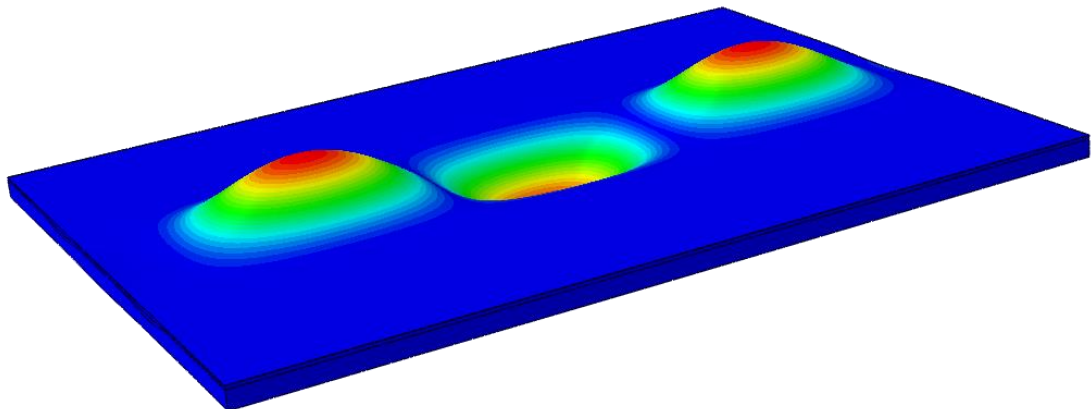


Рисунок 3.32 – Третья форма собственных колебаний верхней плиты ОГТ, отвечающая частоте 3.6 Гц

3.4.4 Решение задачи методом прямого интегрирования по времени с использованием упругопластической модели бетона

Результаты решения задачи квазистатическим методом показали, что конструкционные материалы верхней плиты ОГТ работают вне упругой области в достаточно обширных зонах. Это противоречит принятым при использовании такого подхода допущениям. Кроме того, значения собственных частот лежат в диапазоне спектра воздействия. Совокупность приведенных факторов приводит к необходимости учета нелинейных деформаций бетона и решения задачи путем прямого интегрирования. Для этого используется упругопластическая модель бетона и подходы к построению полной диаграммы деформирования бетона, описанные в разделе 3.2. Параметры, характеризующие расчетные диаграммы деформирования для используемых в модели бетонов приведены на рисунках 3.33 и 3.34 и в таблице 3.5.

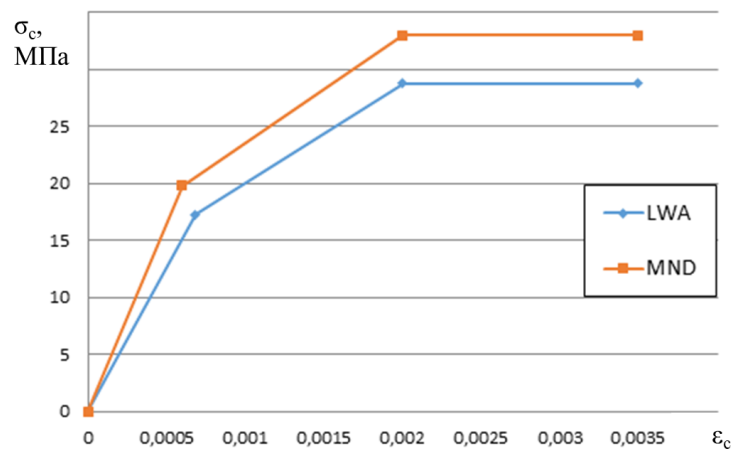


Рисунок 3.33 – Диаграммы зависимости напряжений σ_c от деформаций ϵ_c при сжатии для используемых в расчетах моделей бетонов

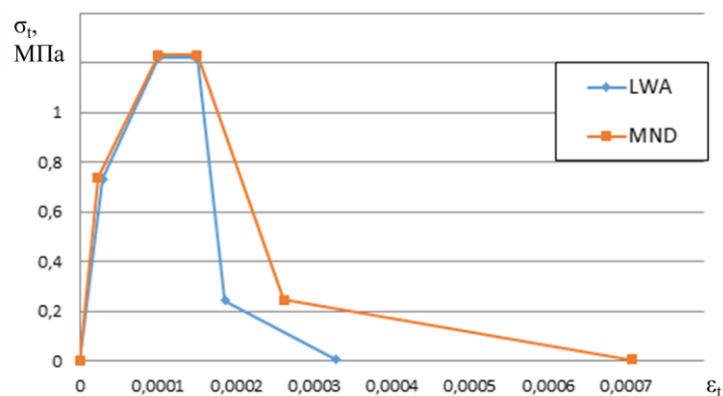


Рисунок 3.34 – Диаграммы зависимости напряжений σ_t от деформаций ϵ_t при растяжении для используемых в расчетах моделей бетонов

Таблица 3.5 – Зависимости напряжений от деформаций бетонов, используемые в модели

Легкий бетон (LWA)			
Сжатие	Полные деформации	Пластические деформации	Напряжения, МПа
	0	-	0
	0.000683	0	17.28
	0.002	0.000862	28.8
	0.0035	0.002362	28.8
Растяжение	Полные деформации	Деформации трещинообразования	Напряжения, МПа
	0	-	0
	2.89E-05	0	0.732
	0.0001	5.18E-05	1.22
	0.00015	0.000102	1.22
	0.000186	0.000176	0.244
	0.000328	0.000328	0.005
Модифицированный бетон (MND)			
Сжатие	Полные деформации	Пластические деформации	Напряжения, МПа
	0	-	0
	0.0006	0	19.8
	0.002	0.001001	33
	0.0035	0.002501	33
Растяжение	Полные деформации	Деформации трещинообразования	Напряжения, МПа
	0	-	0
	2.23E-05	0	0.738
	0.0001	6.28E-05	1.23
	0.00015	0.000113	1.23
	0.000261	0.000254	0.246
	0.000707	0.000707	0.005

При выполнении динамического расчета распределённое затухание в модели учитывается в соответствии с методикой, описанной в разделе 2.2. Задавая на границах частотного диапазона 0,5 Гц и 20 Гц значения затухания $\xi = 0,03$ получаем следующие расчетные значения параметров $\alpha = 0.184$, $\beta = 0.000466$.

Начальный прогиб модели верхней плиты, вызванный комбинацией основных нагрузок, таких как собственный вес и усилия от предварительного напряжения канатной арматуры (без учета температурных нагрузок), составляет 36 мм. Максимальных значений прогибы в верхней плите при действии взрывной волны достигают на 90 мс воздействия и составляют 240 мм. Далее при 530 мс наблюдается уменьшение значений прогибов до величины 87 мм, что вызвано фазой разряджения (рисунки. 3.35 и 3.6). По окончании воздействия взрывной волны

сохраняются остаточные значения прогибов до 120 мм, что вызвано накоплением неупругих деформаций в бетоне, соответствующих образованию микротрещин.

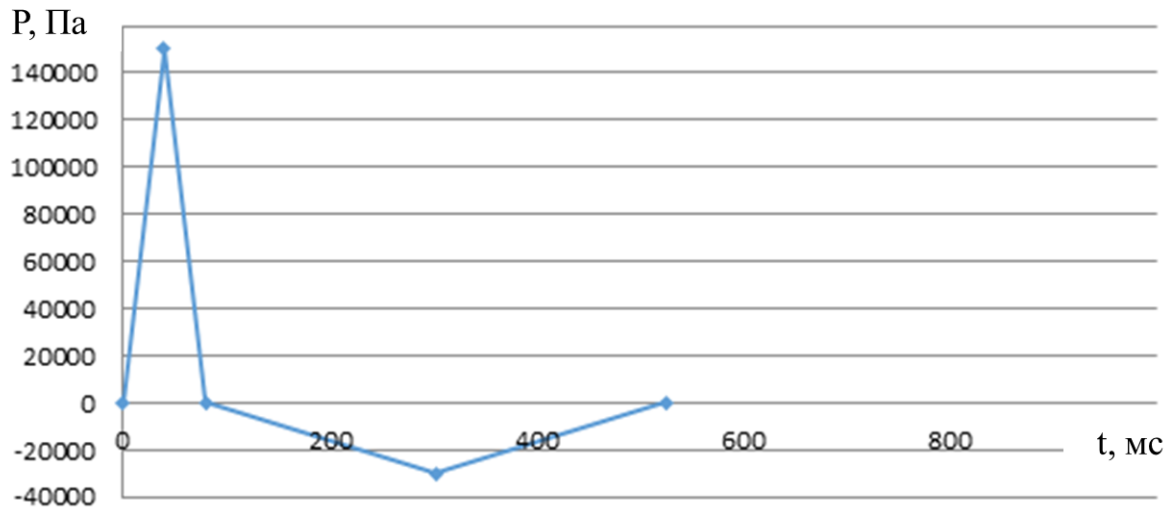


Рисунок 3.35 – Зависимости давления P , Па от времени t , мс, используемые в расчетах при задании воздействия взрывной волны

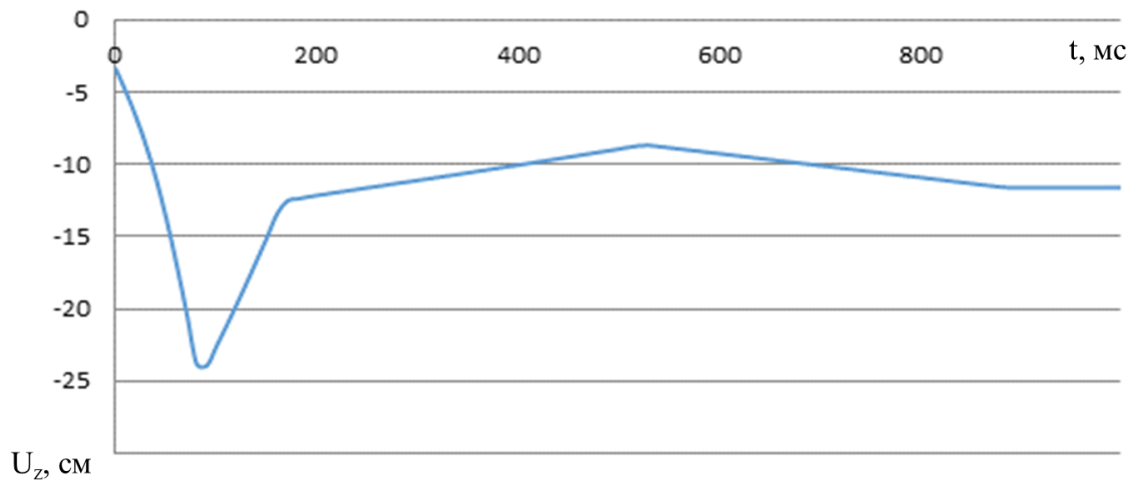


Рисунок 3.36 – Зависимость вертикальных перемещений U_z , см от времени t , мс в точке с максимальным достигаемым значением прогиба

Обширные области растяжения наблюдаются на поверхности плиты ОГТ по краям пролетов, где плита опирается на стены (рисунок 3.37). Сжимающие напряжения в бетоне в поперечном направлении (вдоль оси OY) превышают значение предела упругости на поверхности плиты в центре пролета, а также с нижней стороны плиты в местах ее соединения со стенами (рисунок 3.38). В этих областях возможно хрупкое разрушение бетона, однако, его деформации не превышают значений 0.0035, соответствующих полной потере несущей способности. Упругие свойства бетон плиты сохраняет в середине сечения, в области толщиной

от 245 мм (рисунок 3.39). Напряжения в арматуре верхней плиты при этом не превышают предельных значений, материал арматуры работает в упругой стадии.

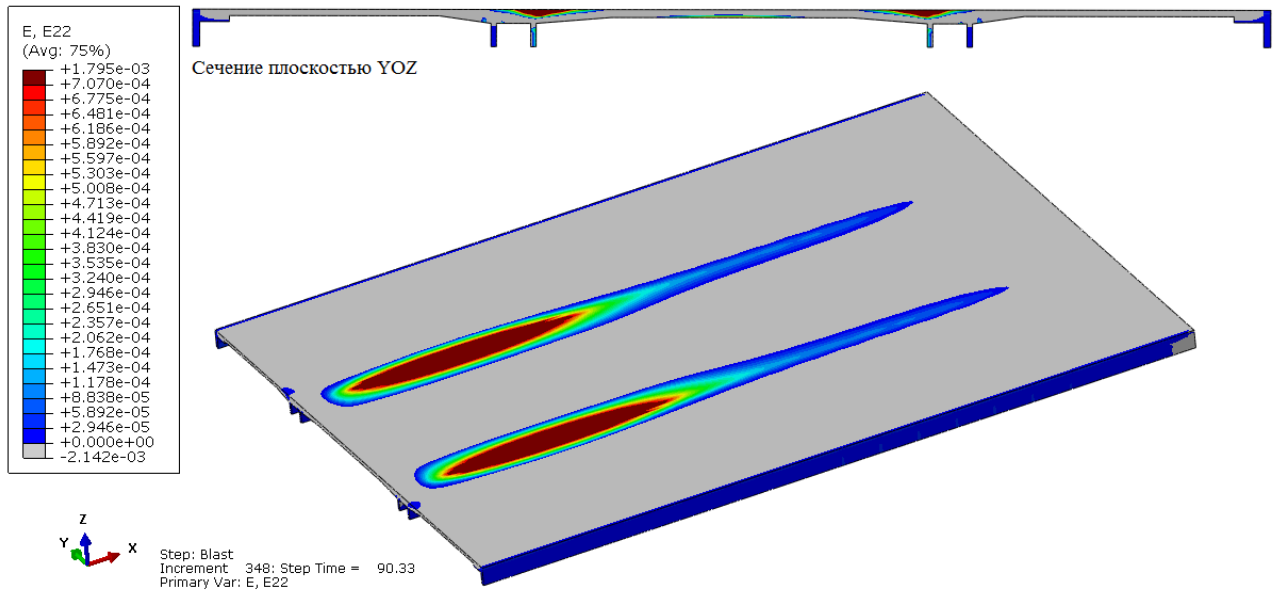


Рисунок 3.37 – Поле распределения растягивающих деформаций ϵ_y в верхней плите ОГТ через 90 мс после начала действия взрыва. Сверху показан разрез в сечении с наибольшими значениями прогиба

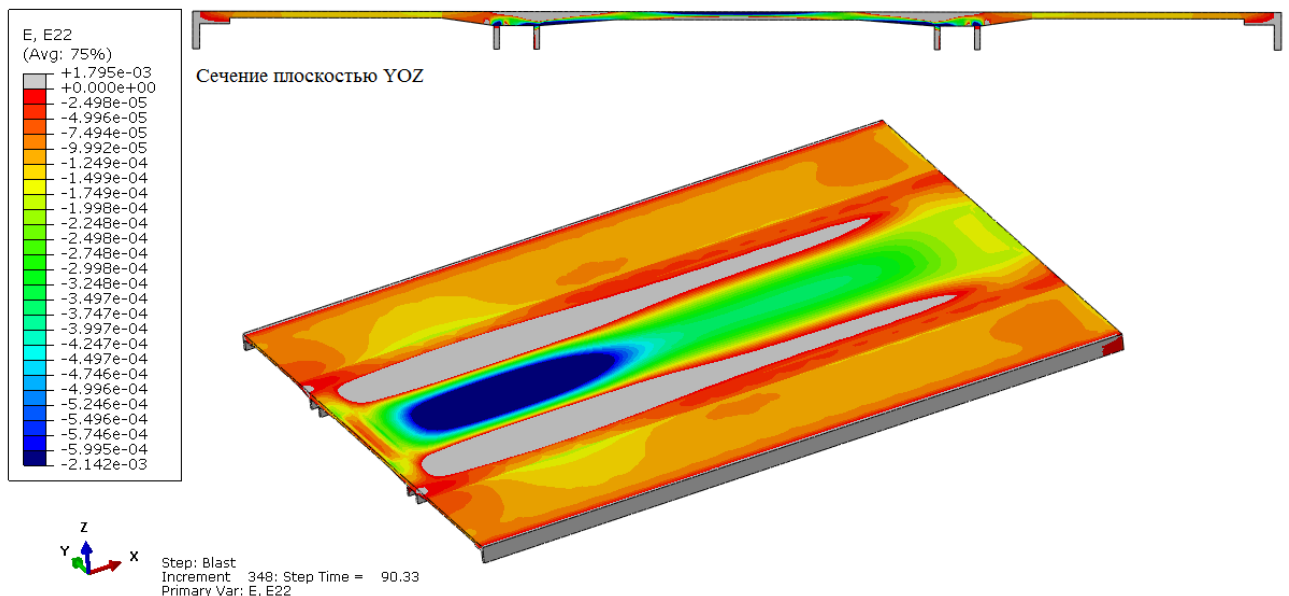


Рисунок 3.38 – Поле распределения сжимающих деформаций ϵ_y в верхней плите ОГТ через 90 мс после начала действия взрыва. Сверху показан разрез в сечении с наибольшими значениями прогиба (деформации модели увеличены для наглядности)

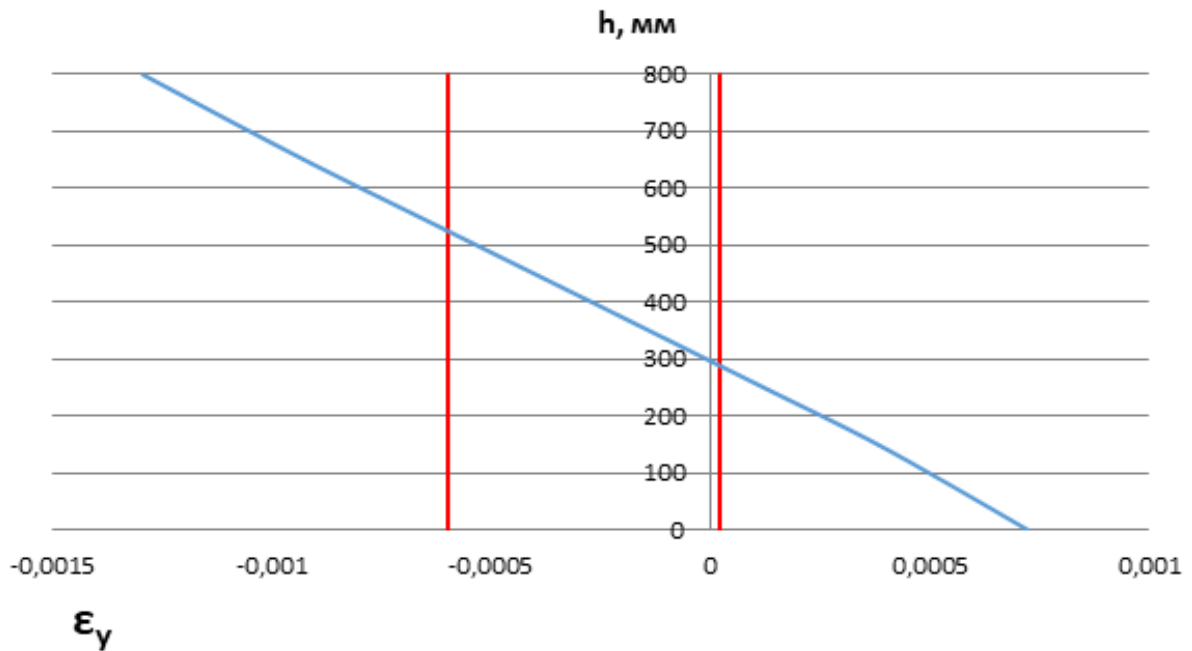


Рисунок 3.39 – Эпюра распределения деформаций ϵ_y по толщине плиты h , мм в сечении с наибольшими значениями прогибов. Время воздействия 90 мс

3.5 Исследование динамического поведения бетонной плотины с использованием упругопластической модели при действии сейсмических нагрузок

При действии сейсмических нагрузок уровня МРЗ в бетонных плотинах могут наблюдаться зоны, где условие прочности не выполняется. В рамках линейно-упругой модели возможно оценить лишь размер зон растяжения в отдельные моменты времени действия акселерограммы. Чтобы учесть влияние трещин на перераспределение напряжений необходимо использовать нелинейные модели поведения материалов, адекватно отражающие эффекты, связанные с трещинообразованием. На примере задачи о численном моделировании динамического поведения глухой секции гравитационной бетонной плотины продемонстрирован подход к учету особенностей нелинейного поведения бетона при действии сейсмических нагрузок [186]. Для упрощения задача решалась в двумерной постановке, однако, применяемые подходы справедливы и при использовании пространственных моделей сооружений. Геометрия расчетной модели и зонирование по маркам бетона основаны на профиле гравитационной бетонной плотины на скальном основании

Бурейской ГЭС [45]. Конечно-элементная модель учитывает динамическое взаимодействие элементов системы «сооружение-основание» (рис 3.40 и 3.41).

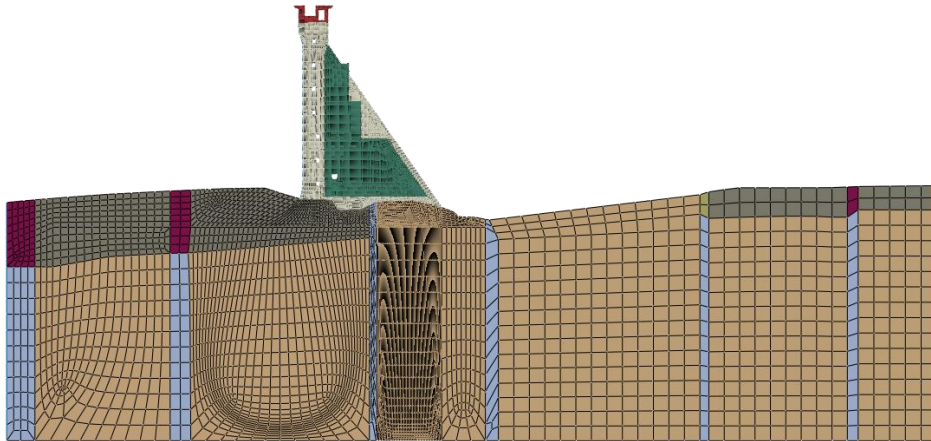


Рисунок 3.40 – Конечно-элементная модель системы «плотина-основание»

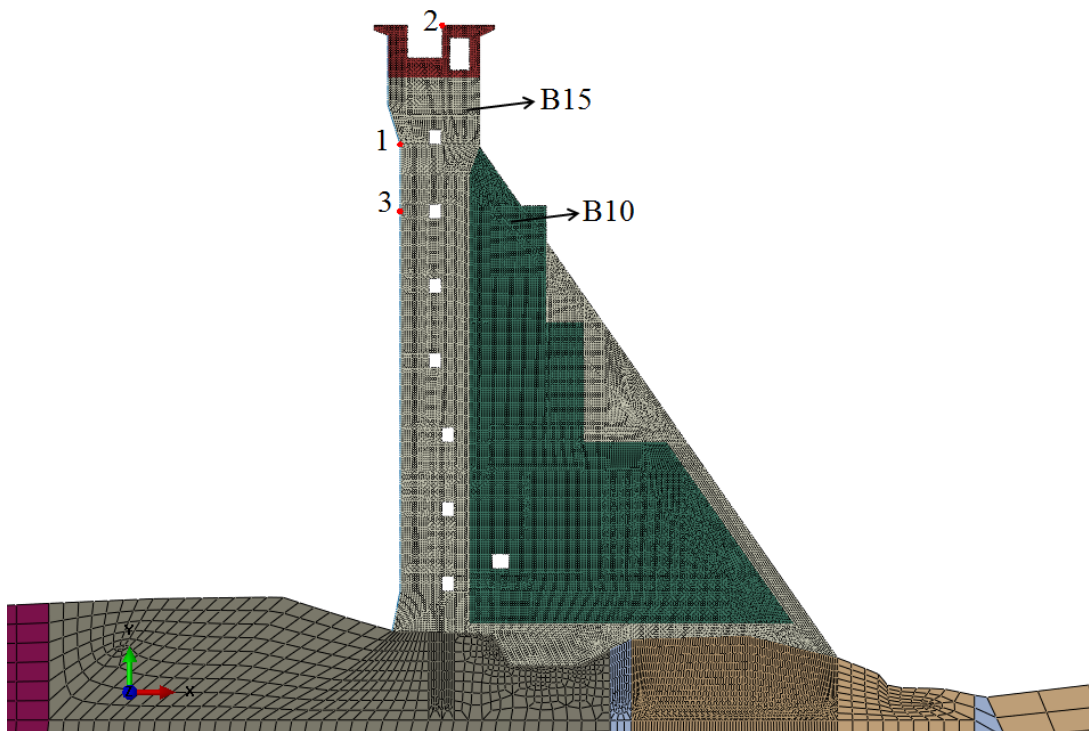


Рисунок 3.41 – Фрагмент конечно-элементной сетки модели с указанием зонирования по классам бетона (красным цветом выделена область, где нелинейные свойства бетона не учитываются), цифрами отмечены контрольные точки для анализа результатов

При выполнении расчетов на сейсмические воздействия использованы подходы, описанные в главе 2. Автором были выполнены расчеты рассматриваемой системы на действие инерционных нагрузок, отвечающих сейсмическим ускорениям неперегруженного основания на глубине нижней границы расчетной модели. В качестве краевых условий задается двойная асимптотическая граница, представляющая собой наборы демпферов и пружин, присоединенные к узлам боковой поверхности по границе расчетной области. Для учета

гидродинамического давления воды на сооружение используются элементы присоединенных масс.

В ходе расчетных исследований автором рассмотрено три варианта кусочно-линейной аппроксимации диаграмм деформирования при растяжении [186]. Для случая сжатия ограничимся трехлинейной зависимостью из [143]. Таким образом, формируются следующие наборы расчетных параметров бетона (рисунок. 3.42):

1. Линейно-упругая модель материала.
2. Упругопластическая модель с трехлинейной диаграммой зависимости напряжений от деформаций по [143], предел упругости составляет 60% от расчетного предела прочности, ниспадающая ветвь не учитывается;
3. Упругопластическая модель с трехлинейной диаграммой зависимости напряжений от деформаций, ниспадающая ветвь строится на основе энергии разрушения по рекомендациям [198].
4. Упругопластическая модель с двухлинейной диаграммой зависимости напряжений от деформаций по [198] с учетом ниспадающей ветви, предел упругости составляет 90% от расчетного предела прочности.

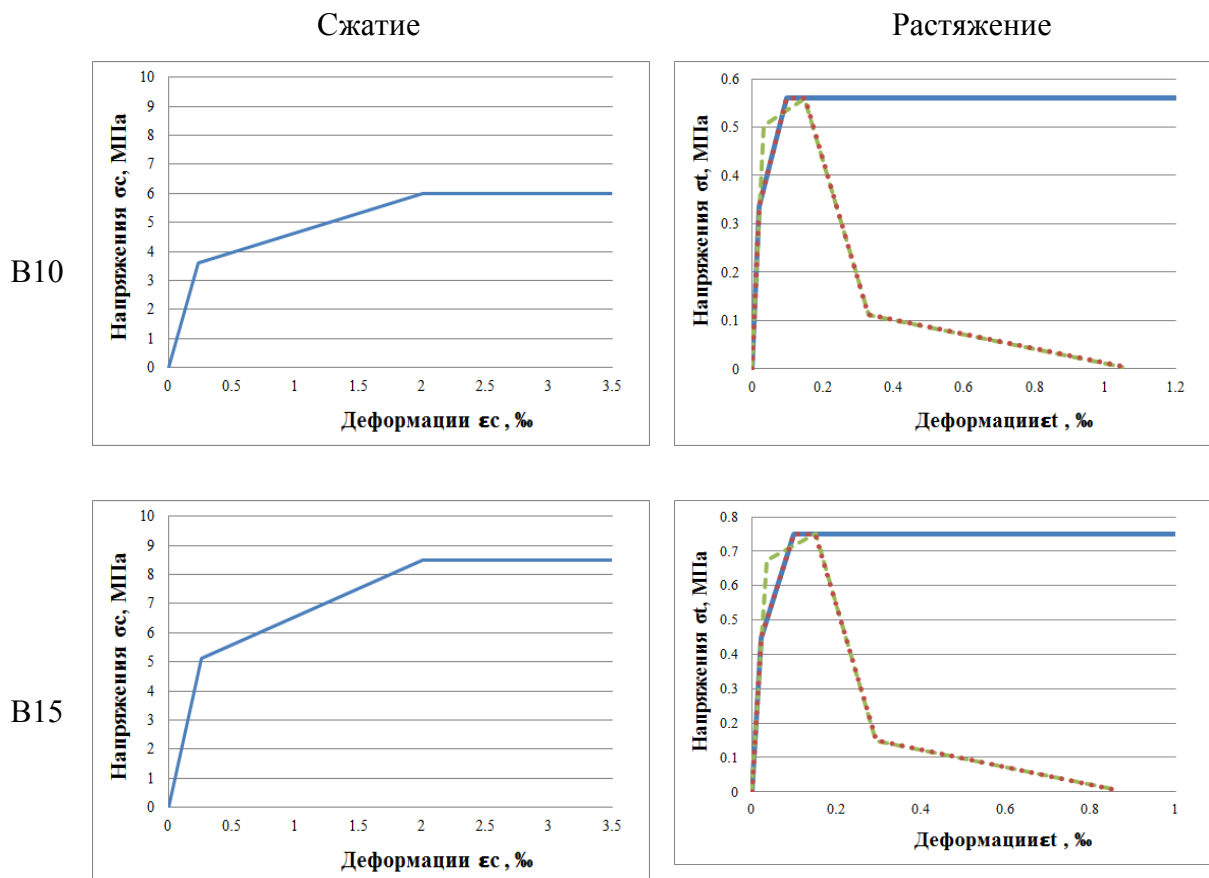


Рисунок 3.42 – Кусочно-линейные аппроксимации зависимости напряжений от деформаций бетона, используемые при проведении расчетов

При сейсмическом воздействии, имеющем явный циклический характер, существенное влияние на нелинейное поведение бетонной конструкции оказывает деградация упругих свойств материала, вызванная микро-трещинообразованием. Для учета этого эффекта применяется подход, опирающийся на использование параметра поврежденности (раздел 3.2). С учетом поврежденности в дополнение к расчетному случаю 4 рассмотрены два варианта зависимости параметра поврежденности d от деформаций (рисунок 3.43):

5. Линейная зависимость поврежденности от деформаций
6. Кусочно-линейная аппроксимация зависимости поврежденности от деформаций, полученная с использованием соотношений (3.15) из предположения, что $g = 1$, а параметр b подбирается таким образом, чтобы поврежденность d достигала значений близких к 1 при деформациях $\varepsilon = \varepsilon_t^{wc}$, соответствующих полному разрушению (рисунок 3.4).

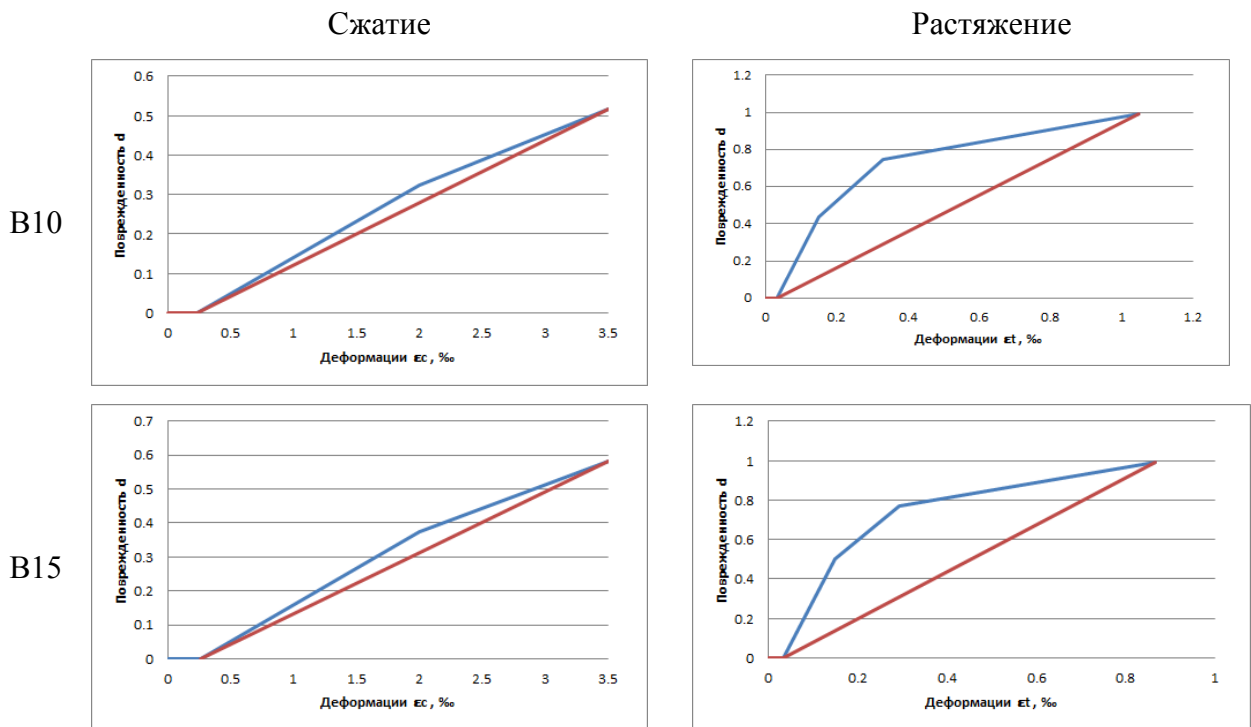


Рисунок 3.43 – Зависимости параметра поврежденности от деформаций, используемые при проведении расчетов

При оценке прочности бетонных плотин возникает необходимость формирования полей напряжений и деформаций, отвечающих совместному действию статических (собственный вес, гидростатическое давление, фильтрационное противодействие), температурных и сейсмических нагрузок. В случае использования линейно-упругих моделей принято разделять задачи определения параметров НДС, сформированного действием эксплуатационных нагрузок и

сейсмическим воздействием, а в ходе анализа рассматривать комбинации особых сочетаний нагрузок, выбирая наиболее опасные с точки зрения напряжений и перемещений моменты времени сейсмического воздействия. Очевидно, что характер распределения сейсмических напряжений качественно меняется во времени. Это затрудняет выбор моментов времени для формирования полей напряжений, отвечающих отдельным воздействиям. Подобное разделение является неправомерным при использовании нелинейных моделей деформирования, поскольку важную роль начинает играть последовательность приложения нагрузок. Поэтому при численном моделировании на первом статическом шаге задаются эксплуатационные нагрузки, которые для упрощения в рассматриваемой задаче представлены только собственным весом и гидростатическим давлением воды в водохранилище. На втором динамическом шаге задается воздействие в виде зависимостей компонент сейсмических ускорений от времени, пересчитанных на отметку нижней границы расчетной области. Расчетное время для динамического шага принимается на основе предварительных тестов таким, чтобы обеспечить практически полное затухание колебаний в конструкции. В рассматриваемом случае это время составило 20 секунд (продолжительность сейсмического воздействия 10 секунд).

Применение нелинейных моделей подведения бетона позволяет не только проследить изменение НДС конструкции во времени, но и оценить остаточные деформации (рисунок 3.44), накапливаемые в ходе динамического воздействия, что невозможно в случае использования линейно-упругой модели материала.

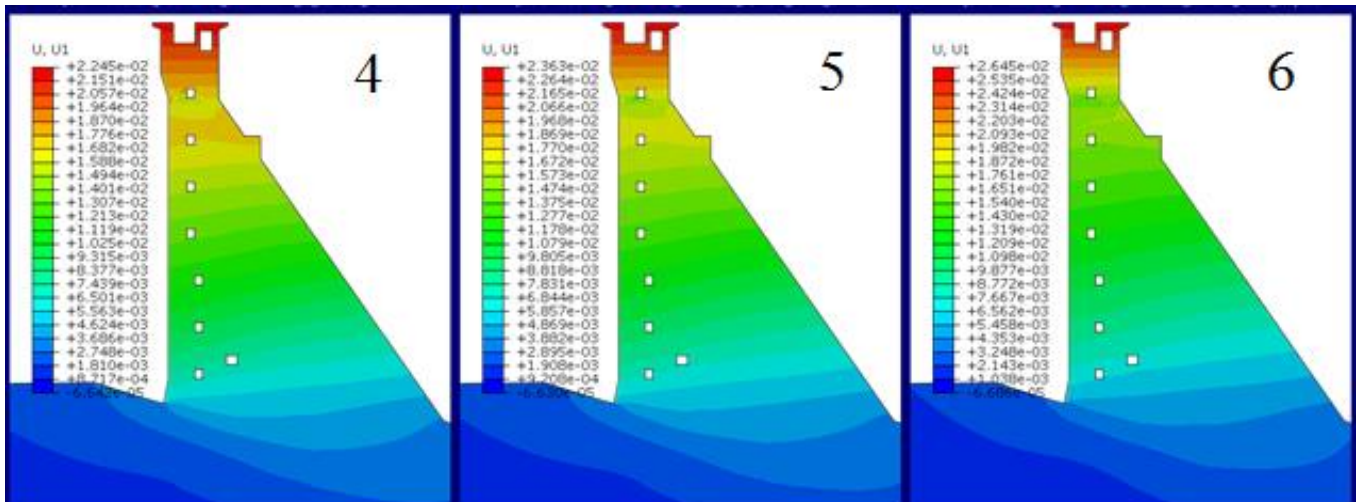


Рисунок 3.44 – Поля остаточных горизонтальных перемещений U, м модели по окончании расчетного времени (20 секунд) при использовании наборов расчетных параметров 4 – без учета поврежденности, 5 – линейная диаграмма поврежденности, 6 – экспоненциальная диаграмма поврежденности

На эксплуатационное состояние плотины и ее деформации помимо учтенных в расчетах нагрузок оказывает влияние большое количество факторов, например, таких, как температурные нагрузки. Получение достоверных величин смещений в элементах конструкции является само по себе трудоемкой задачей. В связи с этим по результатам расчетов следует обращать внимание в первую очередь на приращения перемещений относительно значений, отвечающих началу второго динамического шага. Таким образом, можно оценить накопление остаточных деформаций и смещений в точках плотины, которые могут возникнуть в результате развития трещин под воздействием землетрясения (рисунки 3.45-3.47). Основное накопление пластических деформаций происходит в моменты времени, отвечающие наибольшим значениям амплитуд, задаваемых расчетными акселерограммами. Далее колебания конструкции продолжаются вокруг некоторой асимптоты, соответствующей остаточным деформациям, и достаточно быстро затухают.

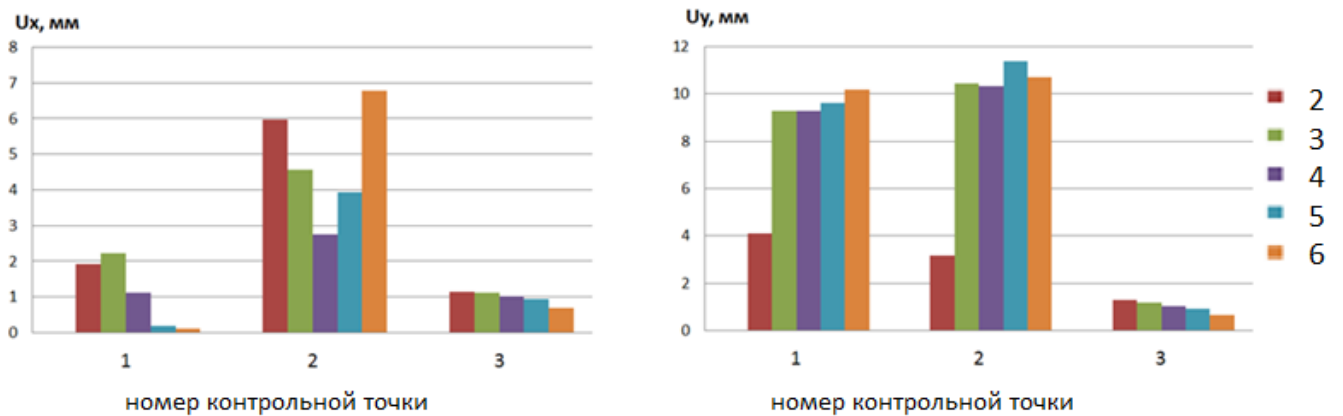


Рисунок 3.45 – Накопленные в ходе сейсмического воздействия остаточные горизонтальные U_x (слева) и вертикальные U_y (справа) смещения в контрольных точках (из рис. 1) для расчетных случаев 2-6, отвечающих различным наборам параметров модели бетона

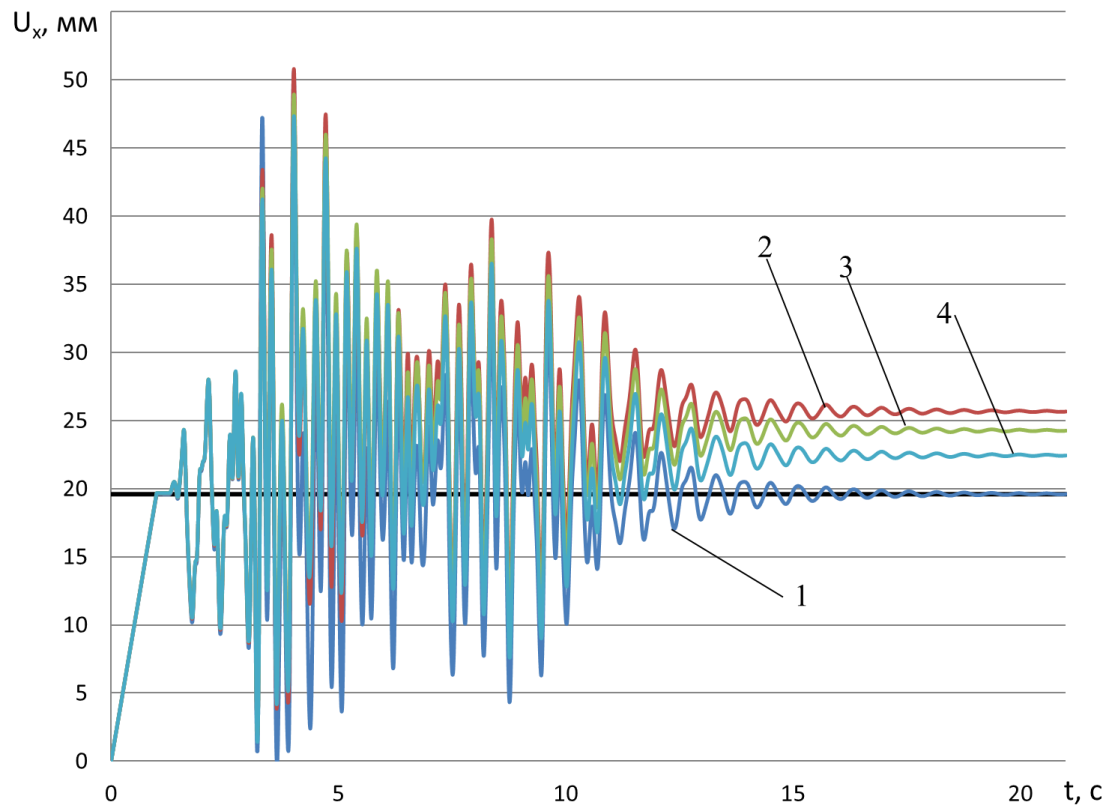


Рисунок 3.46 – Хронограмма горизонтальных смещений U_x , мм точки на гребне плотины (контрольная точка 2) при использовании наборов расчетных параметров 1,2,3 и 4.

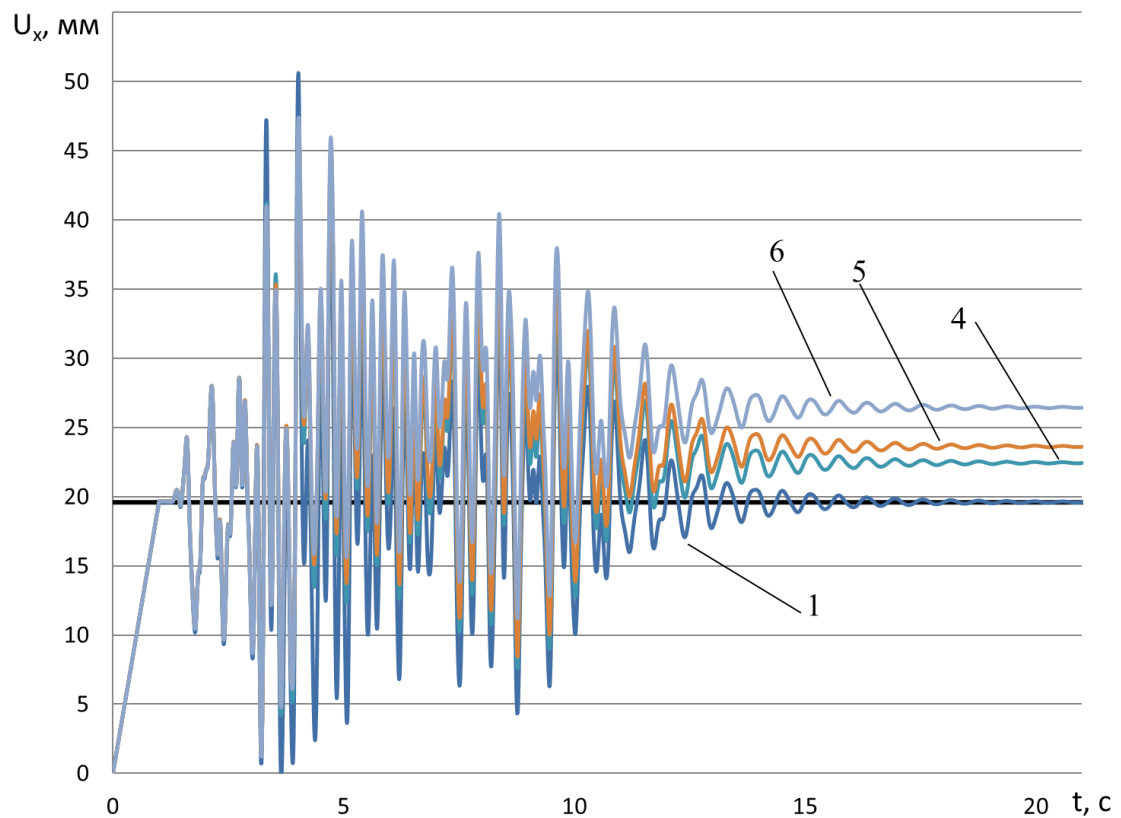


Рисунок 3.47 – Хронограмма горизонтальных смещений U_x , мм точки на гребне плотины (контрольная точка 2) при использовании наборов расчетных параметров 1,4,5 и 6.

Использование параметра поврежденности для учета деградации свойств бетона позволяет помимо дополнительного уточнения результатов получить наглядное представление о распространении трещин в конструкции (рисунки 3.48 и 3.49). Как можно заметить, наиболее активному трещинообразованию в ходе сейсмического воздействия подвержена область основания оголовка плотины как со стороны нижнего, так и со стороны верхнего бьефа.

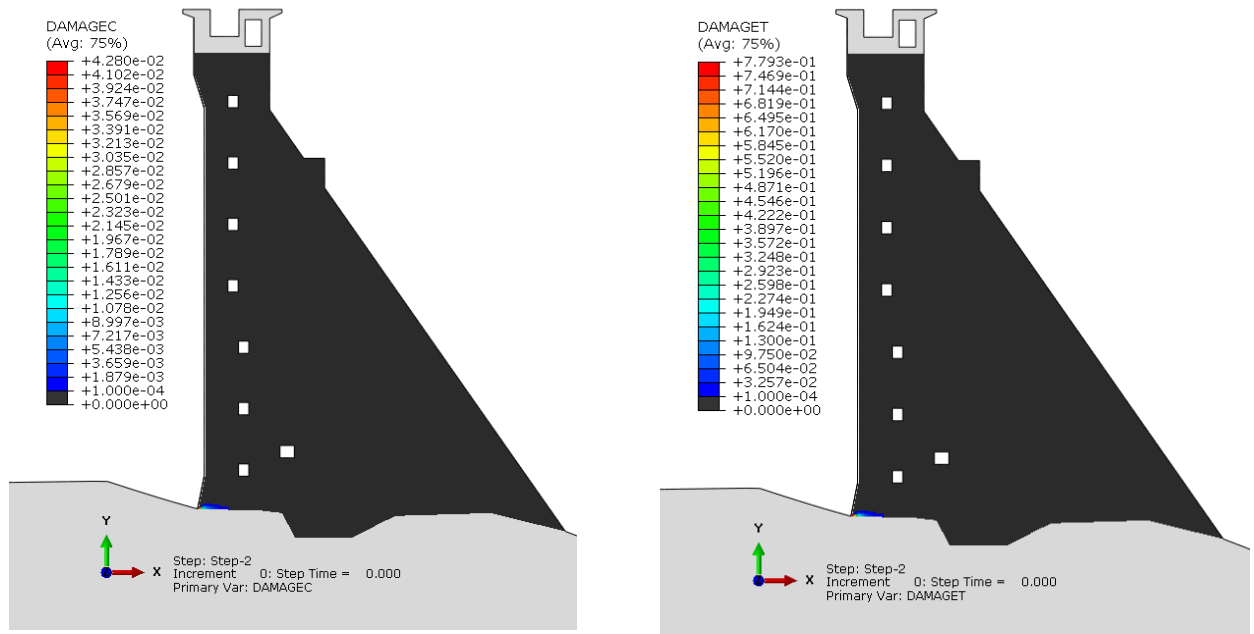


Рисунок 3.48 – Поля значений параметра поврежденности для сжатия (слева) и растяжения (справа) на момент начала действия сейсмических нагрузок (отвечающие эксплуатационному состоянию) по результатам расчета для набора параметров 6

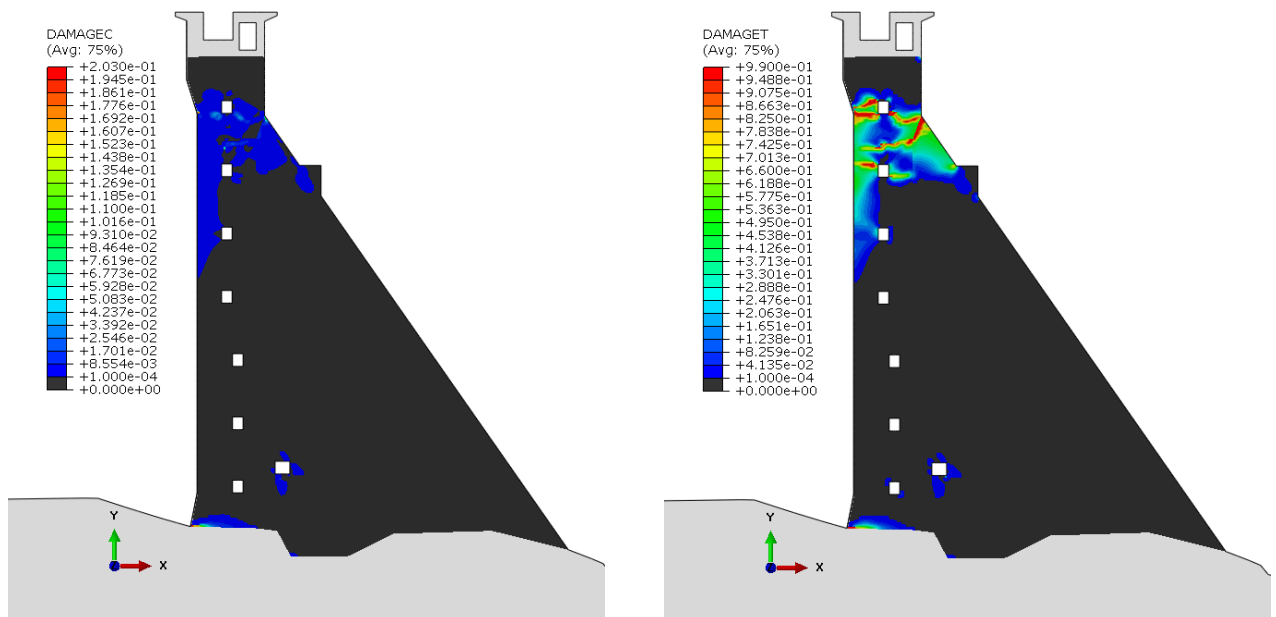


Рисунок 3.49 – Поля значений параметра поврежденности для сжатия (слева) и растяжения (справа) по окончании расчетного времени (20 секунд) по результатам расчета для набора параметров 6

3.6 Выводы по третьей главе

Предложен подход к построению расчетной диаграммы деформирования бетона при растяжении с учетом ниспадающей ветви на основе параметров бетона, представленных в нормативных документах, и при известном значении удельной энергии разрушения.

На основе анализа результатов расчетных исследований, проведенных с использованием различных наборов параметров нелинейной модели бетона, показано влияние учета ниспадающей ветви диаграммы деформирования при растяжении, а также изменения величины удельной энергии разрушения и угла дилатации бетона на НДС конструкции при достаточно больших величинах нагрузки.

Сравнение результатов численного моделирования изгиба балки с экспериментальными данными показало, что значение предела упругости в 90% от расчетного предела прочности позволяет получить более близкий к эксперименту результат прогиба балки, чем предлагаемое нормативными документами РФ значение 60%, обеспечивающее более консервативный результат.

Рассмотрена задача о моделировании железобетонной плиты при воздействии взрывной волны и продемонстрированы преимущества используемого подхода к решению динамических задач с учетом нелинейных свойств бетона в сравнении с классическим квазистатическим методом и линейно-упругой моделью.

Проведены расчетные исследования нелинейного поведения секции бетонной плотины при действии особого сочетания сейсмических нагрузок. Сравнительный анализ не позволил сделать однозначный вывод о консервативности результатов, полученных при тех или иных допущениях, принимаемых при выборе расчетных параметров модели материала. Это указывает на необходимость применять модели материалов, наиболее полно описывающие поведение бетона на всех этапах деформирования, включая трещинообразование.

Проведенные расчетные исследования показали, что практическое применение нелинейных моделей бетона приводит к необходимости совершенствования имеющейся нормативной базы и проведения экспериментальных исследований по определению дополнительных параметров бетона, таких как удельная энергия разрушения и угол дилатации.

Глава 4 Апробация уточненной методики моделирования бетонных гидротехнических сооружений при динамических воздействиях на примере плотины Бурейской ГЭС

На основе методики численного моделирования НДС системы «сооружение-основание-водохранилище», разработанной во 2й главе, автором под руководством Б.В. Цейтлина при участии Е.Ю. Витохина и С.А. Ле-Захаров были уточнены пространственные расчетные модели Бурейской ГЭС, включающие бетонные сооружения плотины и здания ГЭС, а также прилегающие области скального основания и водохранилища. С использованием уточненных моделей проведена оценка прочности и устойчивости гравитационной бетонной плотины Бурейской ГЭС при действии нагрузок особых сочетаний в соответствии с нормативными документами требованиями. Кроме того, с использованием пространственных расчетных схем автором рассмотрено влияние учета нелинейного поведения бетона на НДС модели плотины Бурейской ГЭС при действии сейсмических нагрузок уровня МРЗ.

4.1 Краткое описание плотины Бурейской ГЭС

Гравитационная бетонная плотина Бурейской ГЭС на скальном основании имеет в высоту 140 м, протяженность по гребню – 744 м. Общий объем бетонной кладки этого сооружения – 3200 тыс. м³. Плотина перекрывает долину реки Бурей шириной на нижних отметках 320 м (из них 220 м - непосредственно русло реки) [45]. Отметка подошвы плотины определяется отметками скалы с учетом степени ее сохранности.

Уровень верхнего бьефа при НПУ (нормальный подпорный уровень) – 256,0 м, при ФПУ (форсированный уровень) – 263,4 м; УМО (уровень мертвого объема) – 236,0 м [45]. Максимальный статический напор составляет 122 м. Уровень нижнего бьефа при пуске 1-го ГА (гидроагрегат) – 135,0 м, при работе всех 6-ти агрегатов – 140,0 м.

По функциональным и конструктивным признакам плотина подразделяется на следующие части:

- правобережная глухая плотина длиной 225 м;
- станционная плотина длиной 144 м;
- водосбросная плотина длиной 180 м;

- левобережная глухая плотины плотина длиной 195 м.

Поперечные профили глухих и водосбросных секций плотины запроектированы исходя из основного треугольного профиля с вертикальной напорной гранью, вершиной на отметке 263,4 м и уклоном заложением низовой грани в соотношении 1:0,7 [45]. Станционные секции плотины при тех же уклонах заложениях верховой и низовой граней имеют вершину основного треугольного профиля на отметке 256,0 м. Ширина секций (в направлении продольной оси плотины) в глухих и водосбросных частях плотины – 15 м, в станционной части – 24 м [45].

Здание Бурейской ГЭС, относящееся к приплотинному типу, примыкает к станционной части плотины со стороны нижнего бьефа. Здание состоит из шести агрегатных блоков шириной 24 м (агрегаты с 1-го по 5-й) и 30,87 м (6-й агрегат). Длина блоков вдоль потока – 30,6 м, а с учетом вылета контрфорсов затворных устройств со стороны нижнего бьефа – 36,7 м [45].

Для обеспечения возможности сброса избыточного притока воды предусмотрен поверхностный водосброс. Водосбросная часть плотины отделена от станционной части разделительным устоем. Максимальный расход воды, который может быть пропущен через водосброс, составляет 10400 м³/с [205].

Площадь Бурейского водохранилища при нормальном подпорном уровне (НПУ) составляет 750 км², а при уровне мёртвого объёма (УМО) — 400 км². Полная ёмкость водохранилища — 20,94 км³, полезная — 10,73 км³.

4.2 Математическая модель системы «сооружение-водохранилище-основание» для оценки влияния динамических и сейсмических воздействий на плотину Бурейской ГЭС

Для проведения исследований прочности и устойчивости системы «сооружение-основание-водохранилище» Бурейской ГЭС при участии автора была построена детальная модель, которая включает в себя основные бетонные сооружения Бурейской ГЭС, таких как бетонная гравитационная плотина, здание ГЭС с монтажной площадкой, шатровое перекрытие агрегатного блока, вставку между зданием ГЭС и плотиной и отдельный устой [45]. При разработке математических моделей были использованы результаты работ [41,194,206,207]. При этом были учтены результаты тестовых расчетов и рекомендации, описанные в главе 2 и опубликованные в [45]. Расчетная модель (рисунки 4.1 и 4.2) включает водохранилище и воду, заполняющую напорные трубопроводы, спиральные камеры и отсасывающие трубы. Основные характеристики конечно-элементной модели приведены в таблицах 4.1 и 4.2.

Таблица 4.1 –Элементы, используемые в конечно-элементной модели

Тип элементов	Количество элементов	Тип элементов в Abaqus
2-х узловые балочные	32013	B31
3-х и 4-х узловые оболочечные	10753	S4, S3R
4-х узловые тетраэдры	2445819	C3D4, AC3D4
8-ми узловые гексаэдры	91080	C3D8, AC3D8

Таблица 4.2 – Данные о конечно-элементной сетке по областям модели [45]

Область модели	Количество элементов	Количество узлов	Количество степеней свободы	Тип элементов	Код элемента Abaqus
Основание	341601	68492	205476	Тетраэдры	C3D4
Плотина	1040954	223546	670638	Тетраэдры Гексаэдры	C3D4, C3D8
Здание ГЭС и раздельный устой	32013	18618	111708	Балка Тимошенко	B31
	10753	9193	55158	Плиты 3х и 4х узловые	S4, S3R
	400269	130943	392829	Тетраэдры Гексаэдры	C3D4, C3D8
Водная среда	754075	154848	154848	Тетраэдры	AC3D4
Модель в целом:	2579665	550411	1651233	-	-



Рисунок 4.1 – Трехмерная конечно-элементная модель системы «основные бетонные сооружения Бурейской ГЭС – скальное основание – водная среда» [45]

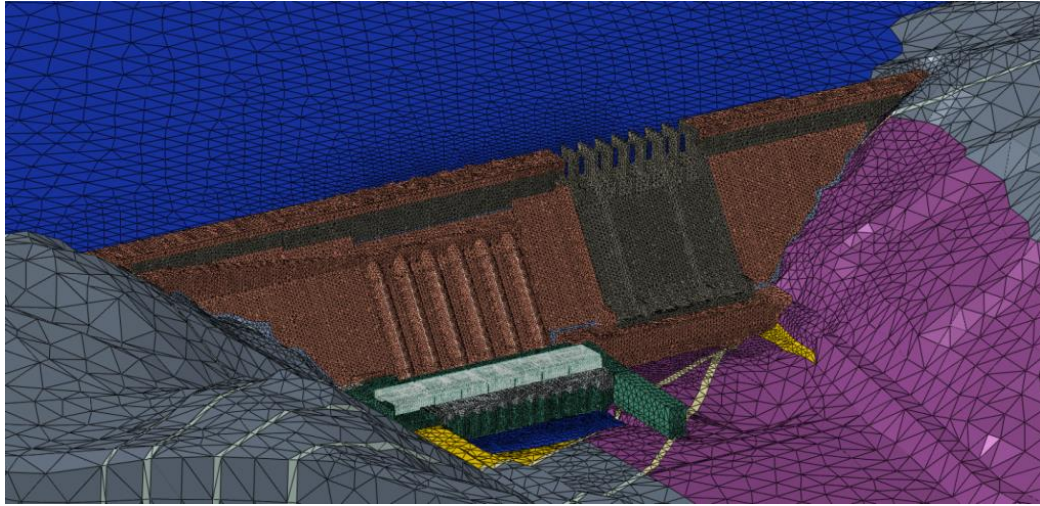


Рисунок 4.2 – Фрагмент трехмерной конечно-элементной модели системы в области плотины и здания ГЭС [45]

В ходе выполнения тестовых расчетов по уточненной модели плотины Бурейской ГЭС определены собственные частоты и формы колебаний. Расчетные значения сопоставлены со значениями частот, определенных в результате сейсмометрических наблюдений [208]. Полученные в результате сейсмометрических наблюдений оценки для первых двух собственных частот 2,1-2,3 Гц и 2,7-2,9 Гц соответствуют расчетным значениям 2,27 и 2,78 Гц (таблица 4.3, рисунки 4.3 и 4.4) [45].

Таблица 4.3 – Собственные частоты колебаний бетонной плотины Бурейской ГЭС

Расчетные, Гц	Экспериментальные, Гц
2.27	2.1 - 2.3
2.78	2.5 - 2.7
3.37	2.9 - 3.2

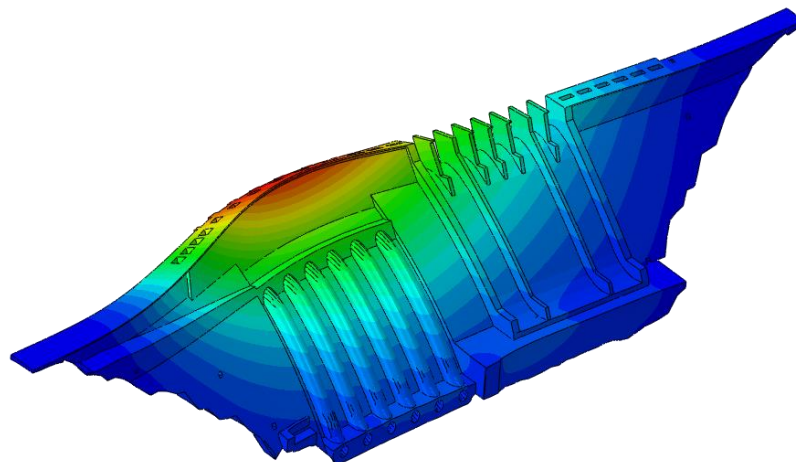


Рисунок 4.3 – Первая форма колебаний модели плотины Бурейской ГЭС, отвечающая частоте 2,27 Гц

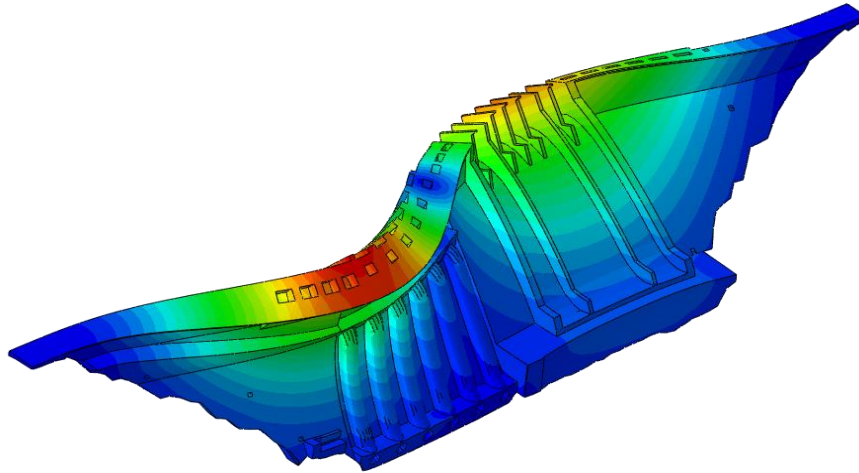


Рисунок 4.4 – Вторая форма колебаний модели плотины Бурейской ГЭС, отвечающая частоте 2,78 Гц

4.3 Расчетные исследования динамического поведения бетонной плотины Бурейской ГЭС при действии сейсмических нагрузок

Для корректной оценки прочности элементов конструкции при сейсмических воздействиях необходимо рассматривать их в сочетании с основными эксплуатационными нагрузками. При решении задачи в линейно-упругой постановке результаты действия нагрузок особого сочетания могут быть представлены как линейная комбинация результатов для основного сочетания эксплуатационных нагрузок и для отдельно рассмотренной особой, в нашем случае, сейсмической нагрузки. Таким образом, задача моделирования может быть разделена на две независимые подзадачи.

4.3.1 Определение параметров НДС при действии нагрузок основного сочетания

В качестве нагрузок основного сочетания рассматриваются собственный вес сооружения, гидростатическое давление на напорную грань плотины при отметке УВБ, равной 256 м (НПУ), фильтрационное противодействие и температурные воздействия.

Анализ результатов предварительных расчетов, проведенных без учета температурных воздействий, показал, что действующие статические нагрузки приводят к возникновению сжимающих вертикальных напряжений в большей части бетонной плотины (рисунки 4.5 и 4.6), величина которых в теле плотины не превосходит 4 МПа (области концентрации напряжений при анализе не учитываются, т.к. величина напряжений в этих областях не может быть достоверно определена). Большие напряжения наблюдаются в узких зонах контакта бетона со скалой, где также имеет место концентрация напряжений. Растягивающие вертикальные напряжения наблюдаются в узкой области в верхней части плотины в зоне оголовка, а также вблизи напорной грани в области контактного шва «бетон-скала». Величина растягивающих напряжений при этом не превосходит 0,3 МПа.

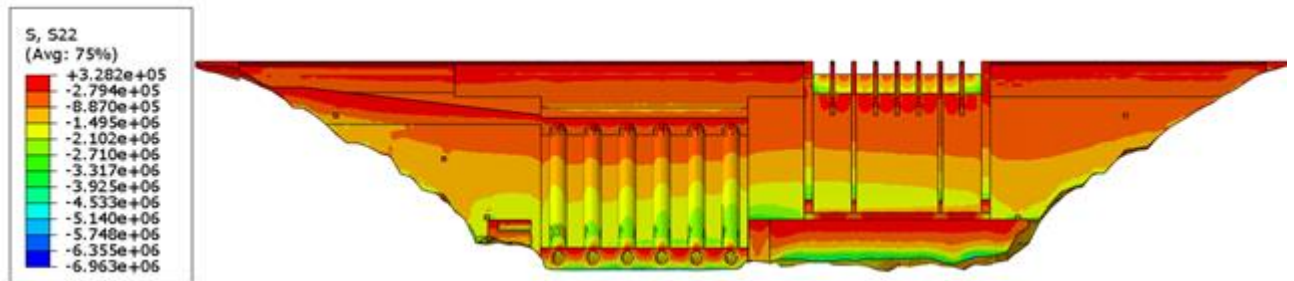


Рисунок 4.5 – Напряжения σ_y . Вид со стороны нижнего бьефа

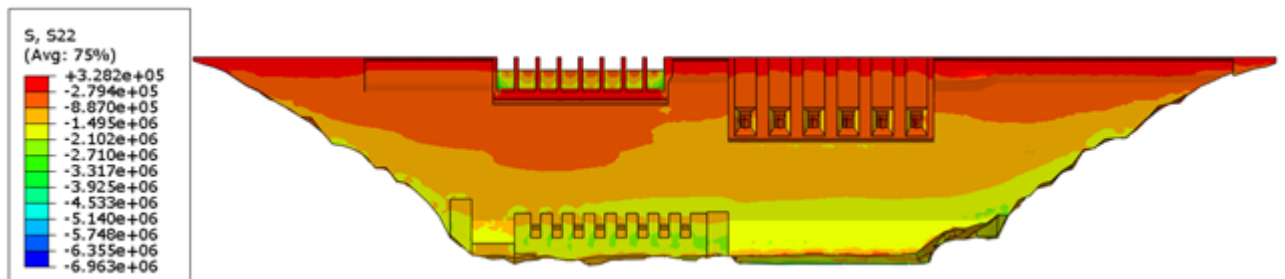


Рисунок 4.6 – Напряжения σ_y . Вид со стороны верхнего бьефа

Существенный вклад в формирование НДС плотины под действием эксплуатационных нагрузок основного сочетания вносят температурные воздействия, связанные с сезонными колебаниями температур. В ходе выполнения работы выяснилось, что ввиду быстрого изменения полей распределения температуры и полей температурных напряжений в плотине исследование температурных напряжений требует использования значительно более мелкой сетки, чем другие виды статического и сейсмического расчета, а именно – сетки с шагом порядка 0,5 – 1 м. В то время как при построении предназначенной для выполнения расчетов на

особые воздействия конечно элементной сетки плотины средний размер элементов составляет порядка 3 м, а общее количество степеней свободы при этом: 1651233.

Выполнение температурных расчетов по пространственной схеме с необходимым шагом потребовало бы решения динамических задач для систем порядка 40000000 (40 млн.) степеней свободы. Поэтому при выполнении исследований НДС плотины для основного и особых сочетаний нагрузок и воздействий, включающих температурные воздействия, было решено поступить следующим образом. Распределение температур в исследуемых секциях плотины определялось по плоским схемам с учетом натуральных данных. Полученные поля температур переносятся в пространственную модель для определения соответствующих им напряжений и деформаций с учетом других эксплуатационных статических нагрузок. Такие исследования были выполнены для секций 16 и 29.

Для рассматриваемых секций в качестве основных сочетаний были выбраны ОСН-1 и ОСН-2, соответствующие статическим воздействиям и приращению температуры с 15 апреля 2009 г. по 15 сентября 2009 г. и с 15 апреля по 2009 г. по 15 января 2010 г. соответственно. Анализ результатов расчетов (таблица 4.4 и рисунки 4.7-4.10) показал, что отвечающие основным сочетаниям ОСН-1 и ОСН-2, включающим температурные нагрузки, величины напряжений не могут вызвать сколько-нибудь серьезных повреждений плотины. Растягивающие напряжения, даже если они и возникают при охлаждении нижней грани, локализованы в слое толщиной ~2 м.

Таблица 4.4 – Вертикальные напряжения, вызываемые статическими нагрузками и приращением температуры с апреля 2009 г. по сентябрь 2009 г. (ОСН-1) и с апреля 2009 г. по январь 2010 г. (ОСН-2)

	Отметка, м	Напряжение σ_{yy} , МПа	
		Сентябрь	Январь
Секция 16	167.0	-1.50	-1.57
	188.0	-1.50	-1.27
	203.5	-1.26	-0.65
	218.5	-2.30	-1.14
	233.0	-1.67	-0.77
Секция 29	165.6	-1.41	-1.47
	189.0	-1.42	-0.99
	202.7	-1.53	-0.84
	217.0	-1.53	-0.56
	232.0	-0.94	0.75
Наибольшее значение		-0.94	0.75

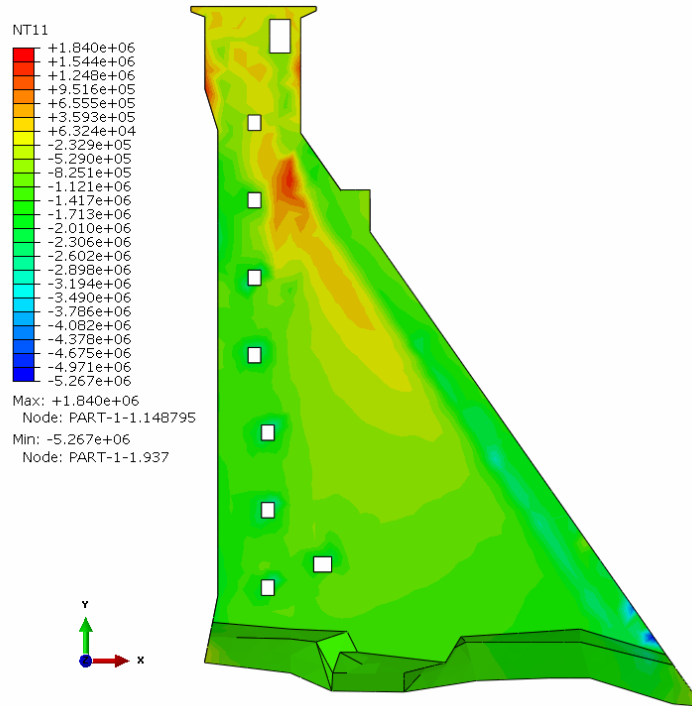


Рисунок 4.7 – Вертикальные напряжения σ_y (Па) в 16 секции, возникающие в результате приращения температуры с апреля 2009 г. по сентябрь 2009 г. и действия гидростатического давления со стороны водохранилища и собственного веса (ОСН-1)

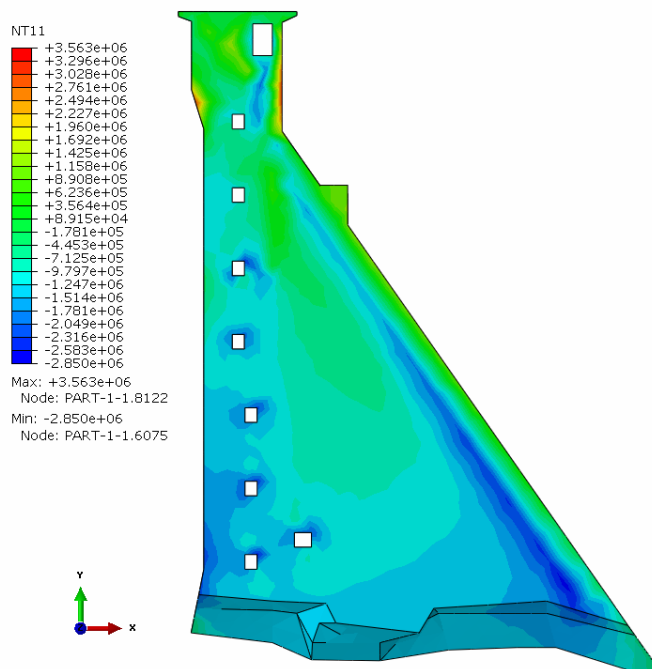


Рисунок 4.8 – Вертикальные напряжения σ_y (Па) в 16 секции, возникающие в результате приращения температуры с апреля 2009 г. по январь 2010 г. и действия гидростатического давления со стороны водохранилища и собственного веса (ОСН-2)

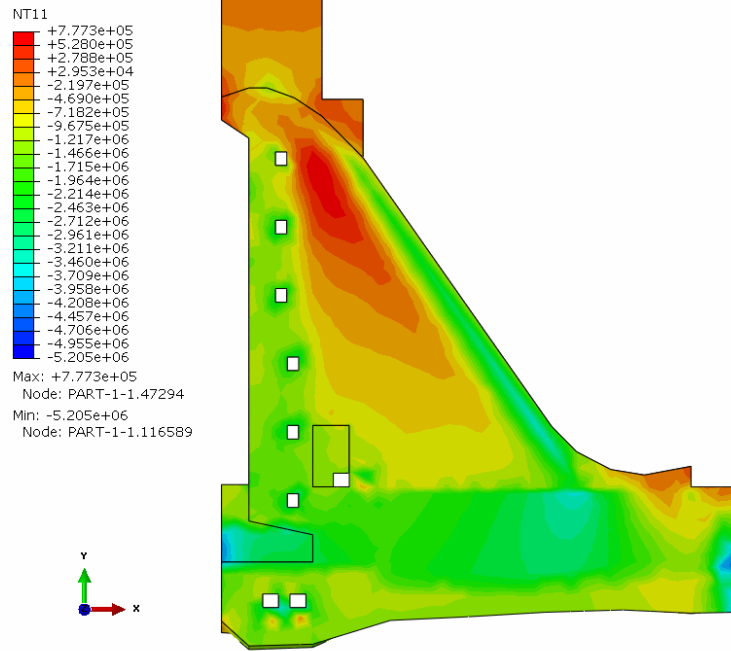


Рисунок 4.9 – Вертикальные напряжения σ_y (Па) в 29 секции, возникающие в результате приращения температуры с апреля 2009 г. по сентябрь 2009 г. и действия гидростатического давления со стороны водохранилища и собственного веса (ОСН-1)

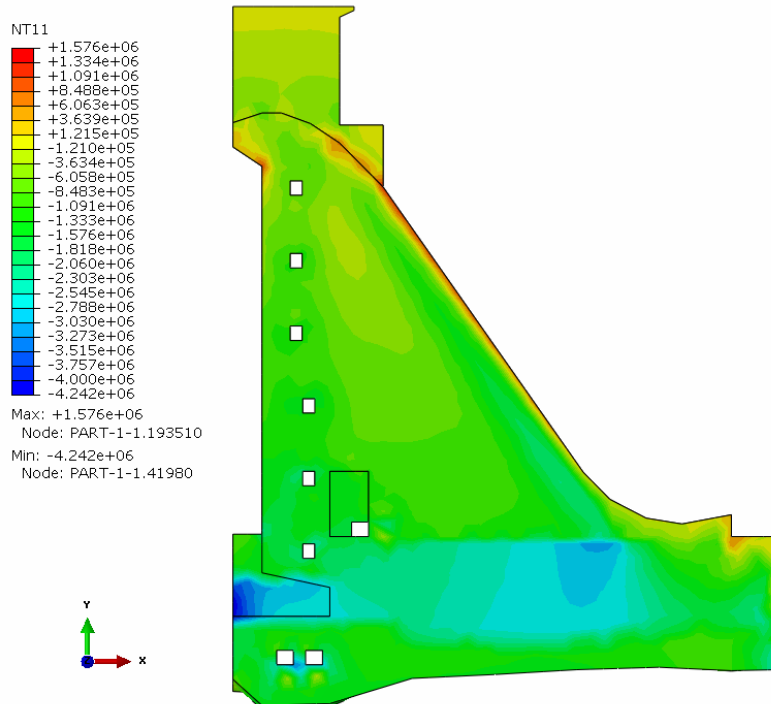


Рисунок 4.10 – Вертикальные напряжения σ_y (Па) в 29 секции, возникающие в результате приращения температуры с апреля 2009 г. по январь 2010 г. и действия гидростатического давления со стороны водохранилища и собственного веса (ОСН-2)

4.3.2 Исследование НДС плотины при особом сочетании нагрузок, включающем сейсмические воздействия

Выбор расчетного сейсмического воздействия был осуществлен с учетом результатов, полученных в ходе проведения тестовых расчетов. Для формирования расчетных особых сочетаний нагрузок было принято решение использовать результаты расчета на наиболее интенсивное сейсмическое воздействие, соответствующее Среднебуреинской зоне ВОЗ. В качестве воздействия задавались наборы трехкомпонентных акселерограмм. При этом в качестве расчетного используется принятый в соответствии с данными ЦСГНЭО уровень воздействия МРЗ: $AG1 = 0,14 \text{ g}$, $AG2 = 0,10 \text{ g}$, $AB = 0,075 \text{ g}$.

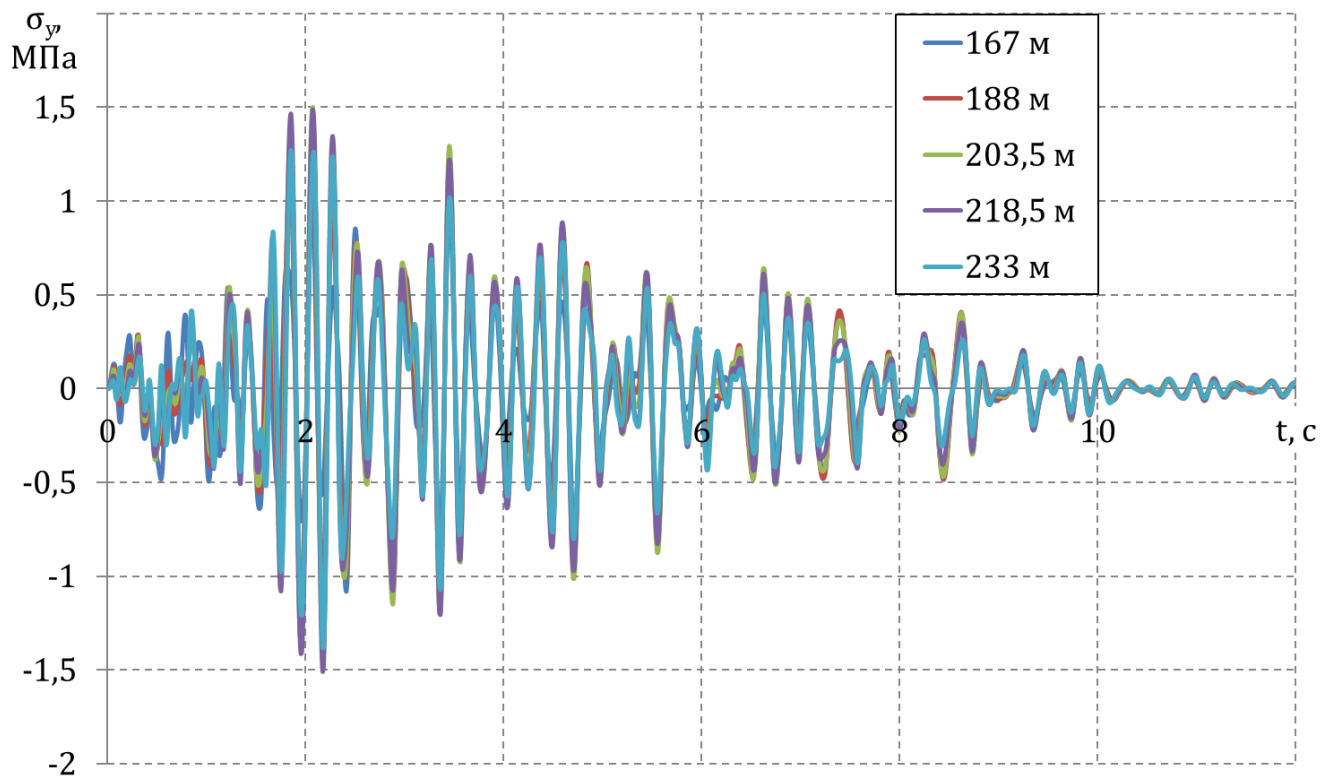


Рисунок 4.11 – Хронограмма вертикальных напряжений σ_y , МПа в контрольных точках сечения 16 при сейсмическом воздействии, соответствующем Среднебуреинской зоне ВОЗ

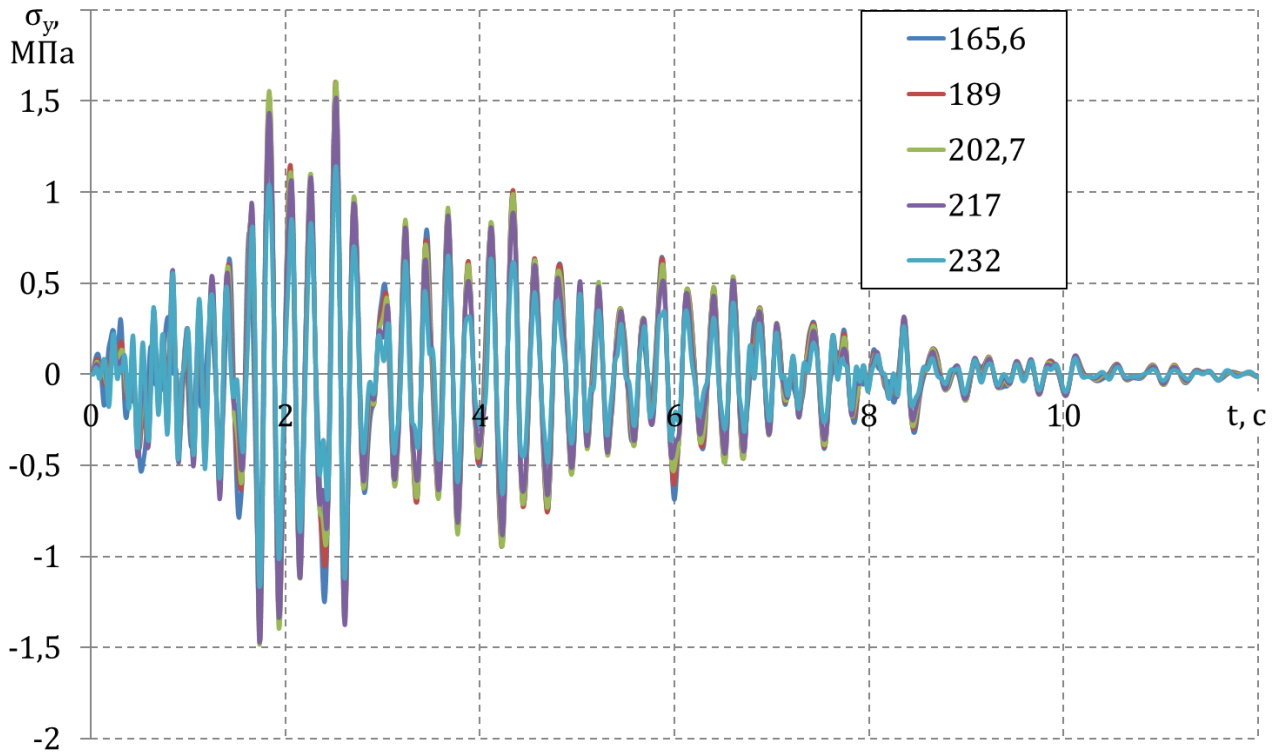


Рисунок 4.12 – Хронограмма вертикальных напряжений σ_y , МПа в контрольных точках сечения 29 при сейсмическом воздействии, соответствующем Среднебуреинской зоне ВОЗ

Хронограммы вертикальных напряжений в контрольных точках сечений 16 и 19 при указанном сейсмическом воздействии приведены на рисунках 4.11 и 4.12. На основе анализа построенных зависимостей напряжений от времени определяются моменты времени, когда напряжения и деформации достигают экстремальных значений. Для каждой сечения они устанавливаются независимо. Набор построенных таким образом экстремальных напряженно-деформированных состояний будем называть сейсмическими нагрузочными состояниями, которые приведены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Сейсмические нагрузочные состояния

№ сейсмич. нагрузочного состояния	Номер рассмотренной сечения	Момент времени, используемый при формировании нагрузочного состояния
-	-	с
S1	16	2.07
S2	16	2.17
S3	29	1,73
S4	29	2,51

С использованием результатов расчета для основного сочетания нагрузок и воздействий и сформированных сейсмических нагрузочных состояний определяются параметры НДС плотины для особых сочетаний нагрузок и воздействий, включающих МРЗ. Указанные сочетания формируются в соответствии с таблицей 4.6. При определении суммарных напряжений используются значения максимальных по абсолютной величине расчетных сейсмических напряжений и экстремальных значений (максимальных и минимальных, с учетом их знака) статических напряжений.

Таблица 4.6 – Особые сочетания нагрузок

Номер особого сочетания	Номер рассматриваемой секции	Правило формирования
ОСБ1	16	ОСН1 + S1
ОСБ2	16	ОСН1 - S1
ОСБ3	16	ОСН1 + S2
ОСБ4	16	ОСН1 - S2
ОСБ5	16	ОСН2 + S1
ОСБ6	16	ОСН2 - S1
ОСБ7	16	ОСН2 + S2
ОСБ8	16	ОСН2 - S2
ОСБ9	29	ОСН1 + S3
ОСБ10	29	ОСН1 - S3
ОСБ11	29	ОСН1 + S4
ОСБ12	29	ОСН1 - S4
ОСБ13	29	ОСН2 + S3
ОСБ14	29	ОСН2 - S3
ОСБ15	29	ОСН2 + S4
ОСБ16	29	ОСН2 - S4

Некоторые результаты определения параметров НДС плотины представлены в виде полей распределения вертикальных нормальных напряжений на рисунках 4.12 и 4.13 и эпюр напряжений по сечению плотины на рисунках 4.14 – 4.17.

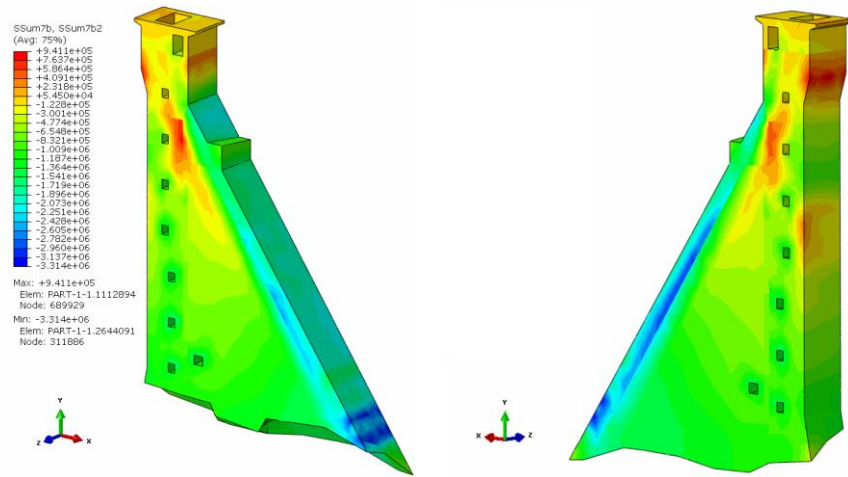


Рисунок 4.12 – Особое сочетание ОСБ-1. Распределение вертикальных напряжений σ_{yy} (Па) в секции 16

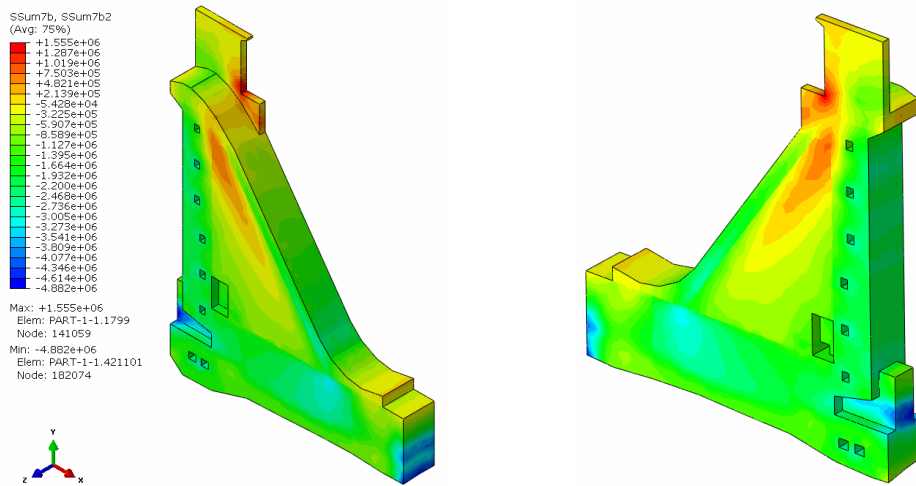


Рисунок 4.13 – Особое сочетание ОСБ-9. Распределение вертикальных напряжений σ_{yy} в секции 29

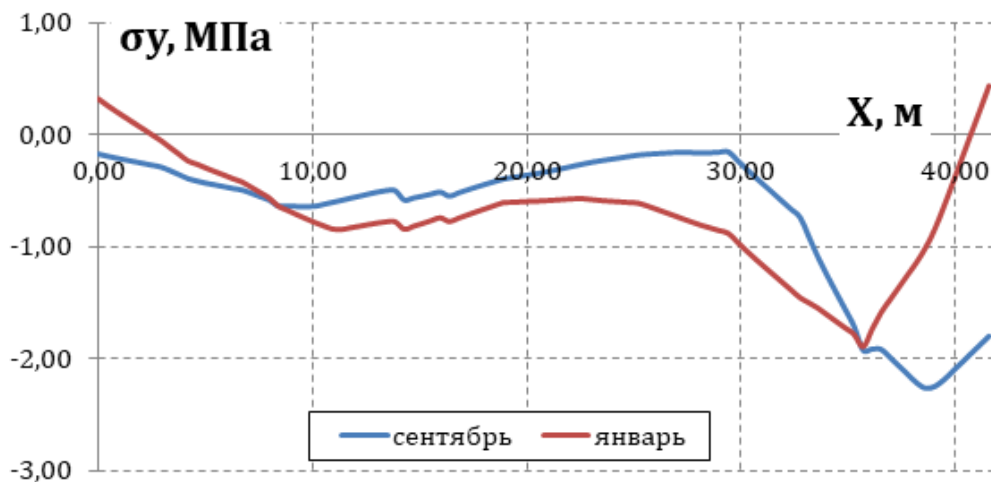


Рисунок 4.14 – Эпюры вертикальных напряжений σ_y в 16 секции на отметке 203.5 м для ОСБ-1 и ОСБ-5

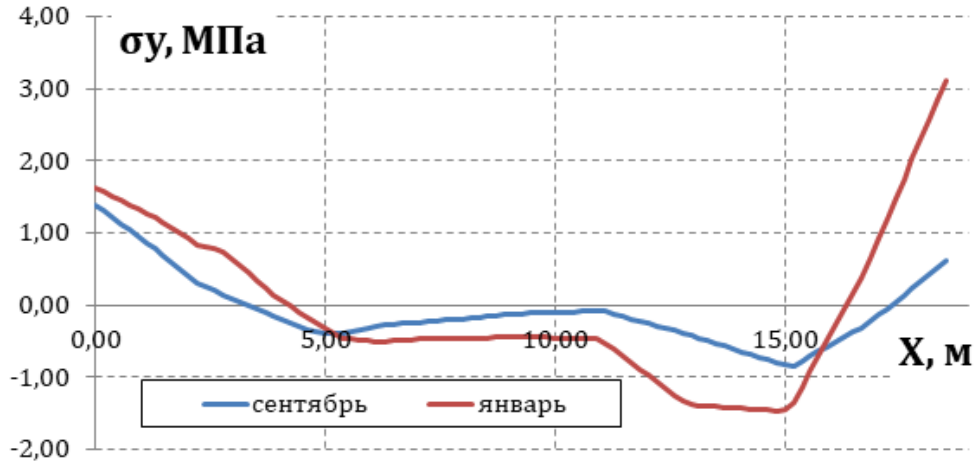


Рисунок 4.15 – Эпюры вертикальных напряжений σ_y в 16 секции на отметке 250 м для ОСБ-1 и ОСБ-5

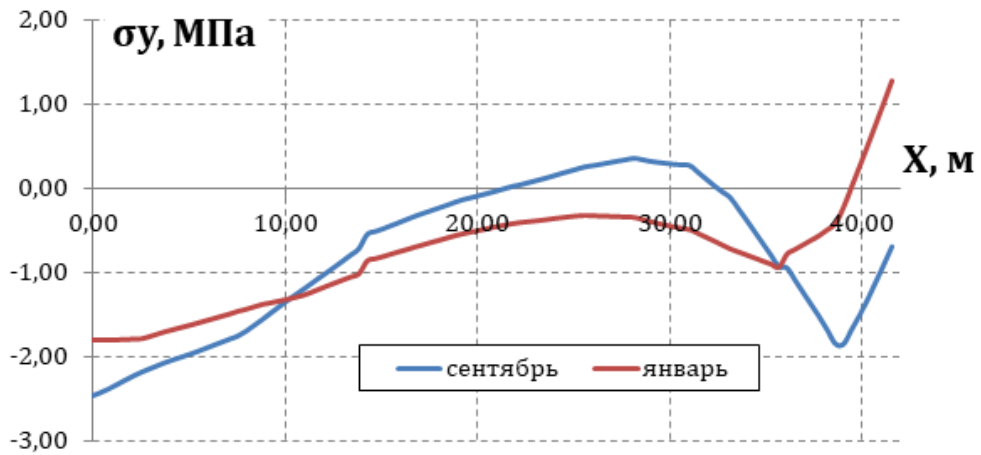


Рисунок 4.16 – Эпюры вертикальных напряжений σ_y в 29 секции на отметке 203.5 м для ОСБ-9 и ОСБ-13

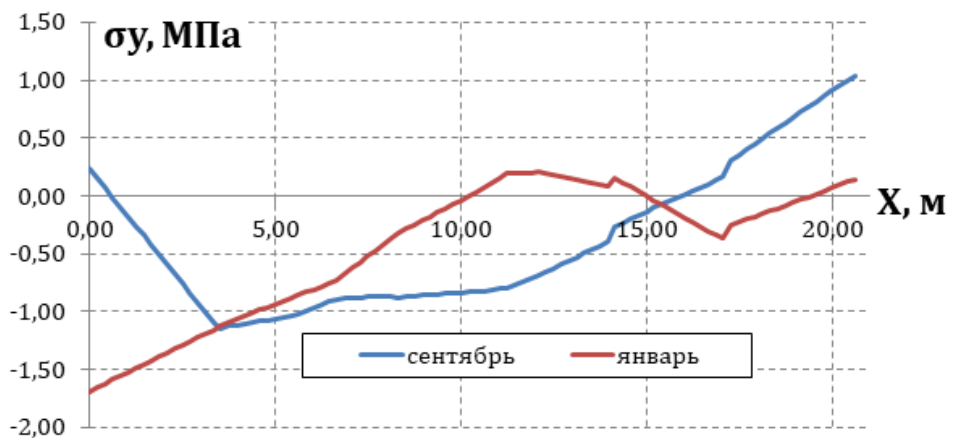


Рисунок 4.17 – Эпюры вертикальных напряжений σ_y в 29 секции на отметке 232 м для ОСБ-9 и ОСБ-13

Максимальные и минимальные напряжения в контрольных точках секций 16 и 29, могут возникнуть в сентябре и январе при совместном действии сейсмической нагрузки и нагрузок основного сочетания (таблицы 4.7 и 4.8).

Таблица 4.7 – Максимальные и минимальные вертикальные напряжения в контрольных точках секции 16 при совместном действии сейсмической нагрузки и нагрузок основного сочетания

	Отметка, м	Напряжение σ_{yy} , МПа					
		Максимальные			Минимальные		
		Сейсм.	Сентябрь	Январь	Сейсм	Сентябрь	Январь
Секция 16	167.0	0.76	-0.74	-0.81	-0.76	-2.25	-2.32
	188.0	0.93	-0.56	-0.34	-0.93	-2.43	-2.21
	203.5	1.05	-0.21	0.40	-1.05	-2.31	-1.70
	218.5	1.06	-1.25	-0.09	-1.06	-3.36	-2.20
	233.0	0.97	-0.70	0.19	-0.97	-2.64	-1.74
Наименьшее (наибольшее) значение		1.06	0.40		-1.06	-3.36	

Таблица 4.8 – Максимальные и минимальные вертикальные напряжения в контрольных точках секции 29 при совместном действии сейсмической нагрузки и нагрузок основного сочетания

	Отметка, м	Напряжение σ_{yy} , МПа					
		Максимальные			Минимальные		
		Сейсм.	Сентябрь	Январь.	Сейсм	Сентябрь	Январь
Секция 29	165.6	1.09	-0.32	-0.39	-1.09	-2.49	-2.55
	189.0	1.12	-0.29	0.13	-1.12	-2.53	-2.11
	202.7	1.12	-0.41	0.28	-1.12	-2.65	-1.96
	217.0	1.06	-0.47	0.50	-1.06	-2.60	-1.62
	232.0	0.82	-0.12	1.57	-0.82	-1.75	-0.07
Наименьшее (наибольшее) значение		1.12	1.57		-1.12	-2.65	

4.3.3 Оценка прочности бетонной плотины Бурейской ГЭС при действии нагрузок особых сочетаний, включающих сейсмические воздействия

С использованием описанных выше результатов численного моделирования в соответствии с нормативными документами [5–7,143,209] выполнена оценка прочности бетонной гравитационной плотины Бурейской ГЭС. При оценке прочности бетона должны выполняться следующие условия, обеспечивающие недопущение наступления предельного состояния:

$$\gamma_n \gamma_{lc} |\sigma_y| \leq \gamma_c \gamma_b R_b \text{ при } \sigma_y < 0, \text{ (сжатие)} \quad (4.1)$$

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma_y \leq \gamma_c \gamma_b R_{bt} \text{ при } \sigma_y > 0, \text{ (растяжение)} \quad (4.2)$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения принимается равным 1,25 для сооружений I класса к которым относится бетонная гравитационная плотина Бурейской ГЭС;

γ_{lc} – коэффициент сочетания нагрузок принимается равным 1,0 для основных сочетаний нагрузок и равным 0,85 для особых сочетаний нагрузок, включающих сейсмическое воздействие уровня МРЗ;

γ_c – коэффициент условий работы сооружения принимается равным 1,0 для основных и 1,1 для особых сочетаний нагрузок, включающих сейсмические воздействия;

γ_b – коэффициент условий работы бетона для бетонных конструкций принимается равным 0,9 для основных сочетаний нагрузок и воздействий и равным 1,1 для особых сочетаний нагрузок и воздействий с учетом сейсмических.

R_b – расчетное сопротивление бетона при сжатии;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона при растяжении;

Таким образом, условия прочности (4.1) и (4.2) принимают следующий вид.

Для основных сочетаний нагрузок и воздействий:

$$|\sigma_y| \leq 0,72 R_b \text{ при } \sigma_y < 0, \text{ (сжатие)} \quad (4.3)$$

$$\sigma_y \leq 0,72 R_{bt} \text{ при } \sigma_y > 0, \text{ (растяжение)} \quad (4.4)$$

Для особых сочетаний нагрузок и воздействий:

$$|\sigma_y| \leq 1,14 R_b \text{ при } \sigma_y < 0, \text{ (сжатие)} \quad (4.5)$$

$$\sigma_y \leq 1,14 R_{bt} \text{ при } \sigma_y > 0, \text{ (растяжение)} \quad (4.6)$$

При выполнении оценок прочности приняты значения расчетного сопротивления бетона при сжатии R_b и при растяжении R_{bt} , указанные в таблице 4.9. При определении величин

расчетного сопротивления принимается, что в массивных сооружениях допускается применение бетонов со значениями гарантированной прочности с обеспеченностью 0,90 % [5]. В этом случае использование рекомендаций [210] приводит к соотношениям, связывающим значения средних прочностей при сжатии $R_{сж}$ и растяжении $R_{рас}$ с соответствующими расчетными сопротивлениями R_b и R_{bt} :

$$R_b = (1 - 1,28V) R_{сж}, R_{bt} = (1 - 1,28V) R_{рас} \quad (4.7)$$

Таблица 4.9 – Прочностные характеристики бетона плотины Бурейской ГЭС

Класс бетона	Средняя прочность		Коэффициент вариации	Расчетное сопротивление при сжатии	Расчетное сопротивление при растяжении R_{bt}
	$R_{сж}$	$R_{рас}$			
-	МПа	МПа	V	МПа	МПа
B10	23,5	0,93	28,7	14,87 / 4,5*	0,59 / 0,52*
B15 W8	29,6	1,37	18,12	22,73 / 8,9*	1,05 / 0,75*
B15 F200	36,04	-	21,06	26,32 / 8,9*	1,05 / 0,75*

Примечание* – В знаменателе приведены нормативные значения

Подстановка результатов расчета в зависимости с (4.3), (4.5) и сравнение с приведенными в таблице 4.9 значениями R_b показывают, что условия прочности при сжатии выполняются во всех точках плотины, как для основных, так и для особых сочетаний нагрузок. Использование (4.4), (4.6) совместно с приведенными в таблице 4.9 значениями R_{bt} позволяет для рассматриваемых условий определить величины предельных растягивающих напряжений, обеспечивающих выполнение условий (4.4), (4.6). Указанные значения предельных растягивающих напряжений приведены в таблице 4.10.

Таблица 4.10 – Величины предельных растягивающих напряжений, обеспечивающих выполнение условий прочности при растяжении

Класс бетона	Основные сочетания	Особые сочетания
-	МПа	МПа
B10	0,42	0,67
B15 W8	0,76	1,2
B15 F200	0,76	1,2

Для ряда основных и особых сочетаний в нескольких контрольных точках расчетной модели условия прочности, описанные выше, не выполняются. Вместе с тем, полученные данные позволяют оценить глубину, на которую внутрь плотины (в направлении вдоль потока) могут распространиться зона растяжения и зона, где не выполняются условия прочности при

растяжении. Указанные величины были определены для контрольных точек, а также для отметок, где условия прочности при растяжении не выполняются, а растягивающие вертикальные напряжения близки к локальным экстремальным значениям. В таблице 4.11 приведены абсолютные величины локальных экстремальных значений растягивающих напряжений σ_{max} , а также величины ширины зоны l_1 , где не выполняется условие прочности при растяжении, ширины зоны растягивающих напряжений l_2 и полной ширины сечения плотины на отметке l .

Таблица 4.11 – Величины наибольших растягивающих напряжений σ_{max} , ширины зоны l_1 , где не выполняется условие прочности при растяжении и ширины зоны растягивающих напряжений l_2

Секция	Сочетание нагрузок	П*	Отметка	σ_{max}	l_1		l_2		l
					м	%	м	%	
-	-	-	м	МПа	м	%	м	%	м
16	ОСН-1	3	232	1,1	2,0	8,7	6,9	30	23
16	ОСН-2	2	203,5	1,0	0,34	0,8	1,6	3,9	41,5
16	ОСН-2	3	215	0,44	3,0	8,9	4,3	12,7	33,8
16	ОСБ-6	2	203,5	1,5	0,34	0,8	3,28	7,9	41,5
16	ОСБ-7	2	203,5	1,5	0,8	1,9	3,3	8,0	41,5
29	ОСН-1	3	221,5	0,7	6,7	23,9	9	32,1	28
29	ОСН-1	1	232,00	0,99	0,56	2,72	2,08	10,10	20,59
29	ОСН-2	2	241	0,95	0,5	1,79	2,4	8,6	28
29	ОСБ-10	1	232,00	1,63	1,04	5,05	3,12	15,15	20,59
29	ОСБ-12	1	232,00	1,74	1,04	5,05	3,34	16,22	20,59
29	ОСБ-13	2	203,50	1,28	0,08	0,19	2,1	5,05	41,58

Примечание* – П (положение) обозначает область, где напряжение достигают экстремального значения, 1 – на напорной грани, 2 – на низовой грани, 3 – внутри клина.

При сейсмическом воздействии уровня МРЗ появление локальных зон трещинообразования допустимо. Для учета влияния трещин на НДС бетонной плотины могут быть использованы нелинейные модели поведения бетона, аналогичные рассмотренным в главе 3. Результаты моделирования плотины Бурейской ГЭС с использованием такого подхода приведены ниже.

4.3.4 Проверка устойчивости секций бетонной плотины при действии сейсмических нагрузок

Проверка устойчивости секций бетонной гравитационной плотины на плоский сдвиг по контакту с основанием производится в соответствии с [4,6,24,209,211]. Критерием недопущения предельного состояния по условию устойчивости на сдвиг является выполнение условия [24]:

$$\gamma_{lc} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \quad (4.8)$$

где F и R – расчетные значения обобщенных сдвигающих и удерживающих сил;
 γ_{lc} – коэффициент сочетания нагрузок;
 γ_c – коэффициент условий работы;
 γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружений.

При определении сдвигающих и удерживающих сил используются результаты расчетов сооружения на действие статических и сейсмических нагрузок. Сдвигающая сила равна и противоположно направлена реакции грунтового основания $F(t) = -Q_x(t)$, где $Q_x(t)$ определяется как сумма горизонтальных реакций во всех узлах основания, граничащих с контактом "скала-бетон" рассматриваемой секции плотины [24]:

$$F(t) = -\sum_{i=1}^n Q_{xi}. \quad (4.9)$$

Аналогичным образом определяется и суммарная вертикальная сила $P(t)$, прижимающая сооружение к основанию:

$$P(t) = \sum_{i=1}^n Q_{yi}. \quad (4.10)$$

Отсутствие знака “–” в (4.10) определяется выбором “наверх” положительного направления оси ОУ.

Удерживающие силы $R(t)$ могут быть определены в каждый из рассматриваемых моментов времени с использованием соотношений, учитывающих силу сцепления R_c и силу трения $k_{mp} P(t)$ [24]:

$$R(t) = k_{mp} P(t) + R_c, \quad \text{если } P(t) > 0; \quad (4.11a)$$

$$R(t) = R_c, \quad \text{если } P(t) \leq 0; \quad (4.11б)$$

$K_{уст}(t)$ с учетом (4.8-4.11) определяется в зависимости от времени [24]:

$$K_{уст}(t) = \frac{\gamma_c R(t)}{\gamma_{lc} F(t)}, \quad (4.12)$$

Следует отметить, что в соответствии с (4.12) значение коэффициента устойчивости является функцией времени. В некоторые моменты времени действующая на основание

суммарная сдвигающая сила $F(t)$ может обращаться в ноль. В эти моменты времени $K_{уст}(t)$ бесконечно велико.

Условия устойчивости можно считать выполненными, если

$$K_{уст}(t) > \gamma_n \text{ при } t > 0 \quad (4.13)$$

При выполнении оценки устойчивости секций плотины для определения горизонтальной реакции основания $F(t)$ и вертикальной силы $P(t)$, прижимающей сооружение к основанию, использовались результаты расчетов, описанные выше. Проверка устойчивости выполнена для глухой секции 16, агрегатной секции 19 и водосбросной секции 29. Были приняты следующие значения коэффициентов: трения бетона о скалу $k_{мп} = 0,7$; сцепления на единицу поверхности $c = 0,2$ МПа; коэффициент сочетания нагрузок $\gamma_{lc} = 0,85$; коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$ и коэффициент надежности по степени ответственности сооружений $\gamma_n = 1,25$ [24].

Значения коэффициентов надежности по устойчивости на сдвиг 16-й, 19-й и 29-й секций при рассмотренных сейсмических воздействиях оказались выше нормативного значения 1.25 на всем протяжении расчета (таблица 4.12, и рисунки 4.18-4.20). Это позволяет сделать вывод об устойчивости плотины на сдвиг.

Таблица 4.11 – Минимальные значения коэффициентов устойчивости на сдвиг

Номер секции	Минимальное значение $K_{уст}$	Момент времени t, с
16	1.30	2.07
19	1.27	2.06
29	1.56	1.61

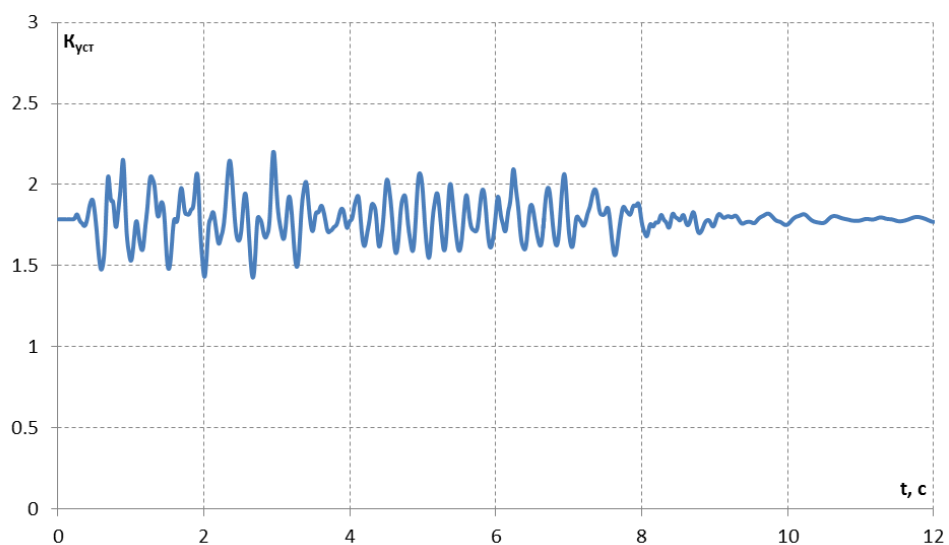


Рисунок 4.18 – Зависимость коэффициента надежности по устойчивости на сдвиг $K_{уст}$ от времени t, с при сейсмическом воздействии. Секция 16

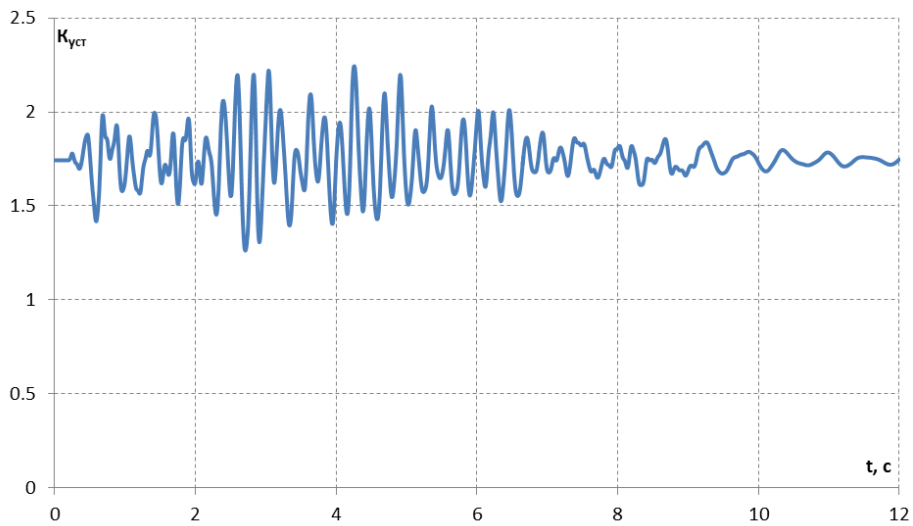


Рисунок 4.19 – Зависимость коэффициента надежности по устойчивости на сдвиг $K_{уст}$ от времени t , с при сейсмическом воздействии. Секция 19

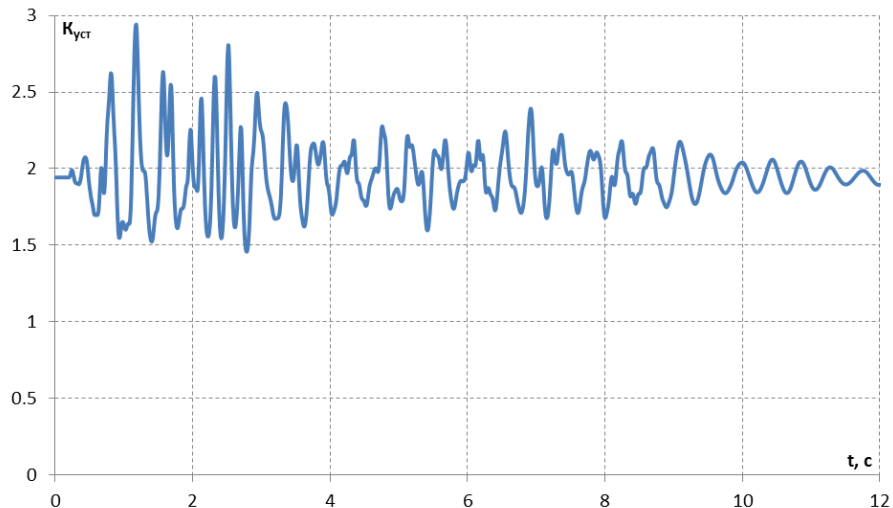


Рисунок 4.20 – Зависимость коэффициента надежности по устойчивости на сдвиг $K_{уст}$ от времени t , с при сейсмическом воздействии, соответствующем. Секция 29

4.4 Исследования параметров НДС плотины Бурейской ГЭС при сейсмических воздействиях с учетом нелинейного поведения бетона

В исследованиях параметров НДС плотины Бурейской ГЭС при сейсмических воздействиях с учетом нелинейного поведения бетона применялась упругопластическая модель повреждаемости бетона. С учетом результатов, описанных в главе 3, автором были реализованы две пространственные модели системы «сооружение-основание» (таблица 4.13). Модель 1

(рисунки 4.21 и 4.22) содержит одну (16-ю) секцию плотины, модель 2 (рисунки 4.23 и 4.24) включает всю плотину Бурейской ГЭС, но нелинейное поведение бетона учитывается только в 15, 16 и 17 секциях.

Таблица 4.13 – Параметры трехмерных конечно-элементных моделей системы «сооружение-основание», учитывающих нелинейное поведение бетона.

		Элементы	Узлы
Модель 1	основание	388076	77452
	16 секция	425133	96985
Модель 2	основание	388076	77452
	вся плотина	1040954	223546
	16 секция	23197	5179

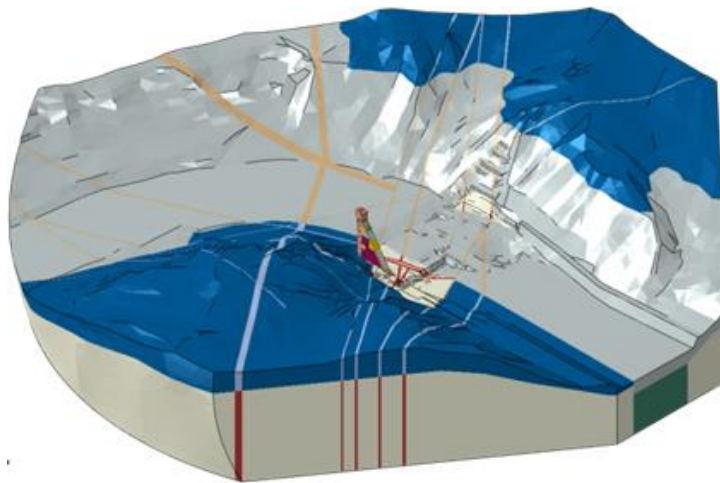


Рисунок 4.21 – Трехмерная конечно-элементная модель, включающая секцию 16 плотины Бурейской ГЭС и область скального основания (модель 1)



Рисунок 4.22 – Фрагмент конечно-элементной модели 1, 16 секция плотины Бурейской ГЭС

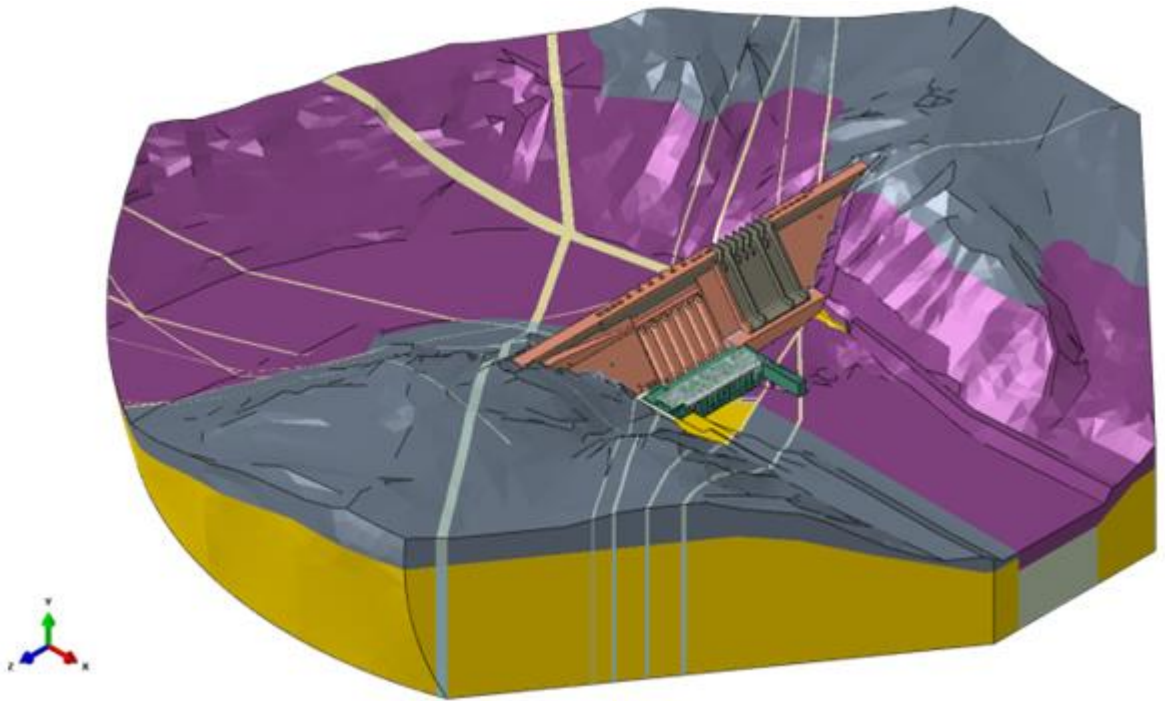


Рисунок 4.23 – Трехмерная конечно-элементная модель, включающая всю бетонную плотину Бурейской ГЭС и область скального основания (модель 2)

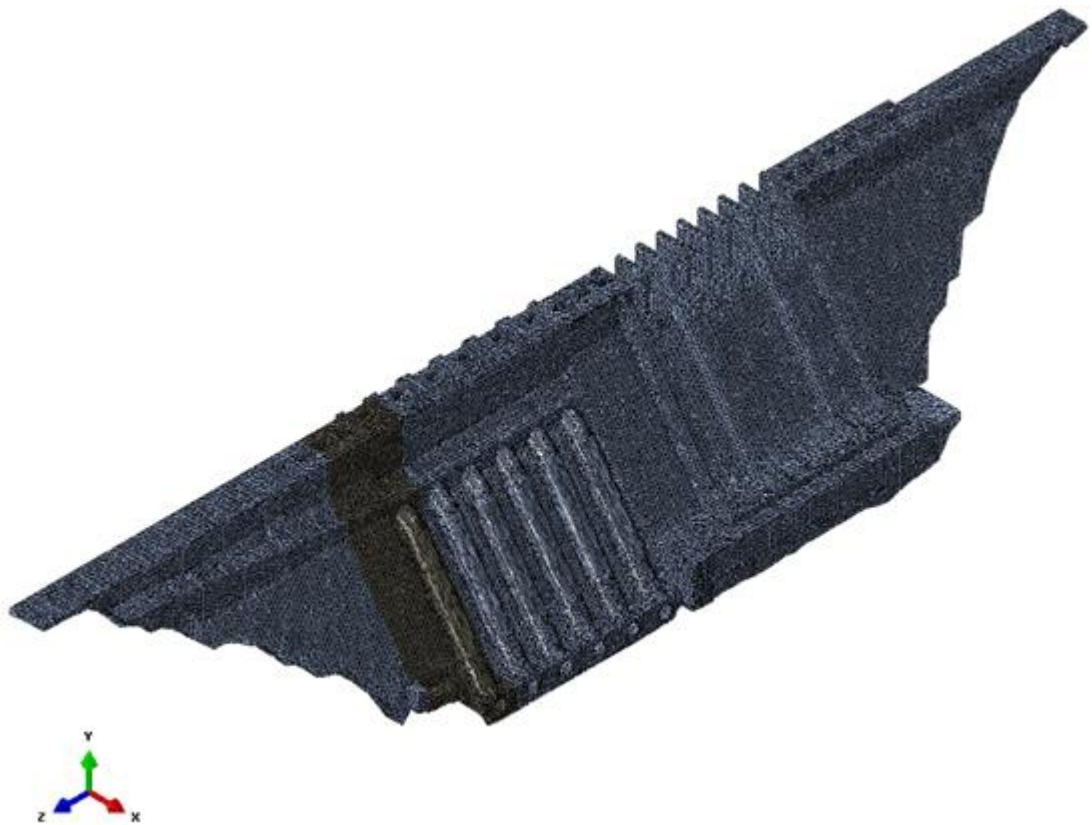


Рисунок 4.24 – Фрагмент конечно-элементной модели 2, цветом выделены секции, в которых учитывается нелинейное поведение бетона.

Вторая модель позволяет более точно учесть пространственную жесткость конструкции, а первая модель, в виду меньших размеров расчетной области – использовать более мелкую конечно-элементную сетку. Применение упругопластической модели ко всем элементам конструкции Бурейской ГЭС в рамках одной модели приведет к существенному увеличению расчетного времени и проблемам со сходимостью задачи.

Результаты расчетов представлены в виде картин поврежденности, полей первых главных напряжений и вертикальных напряжений в бетоне 16 секции плотины (рисунки 4.25 – 4.33).

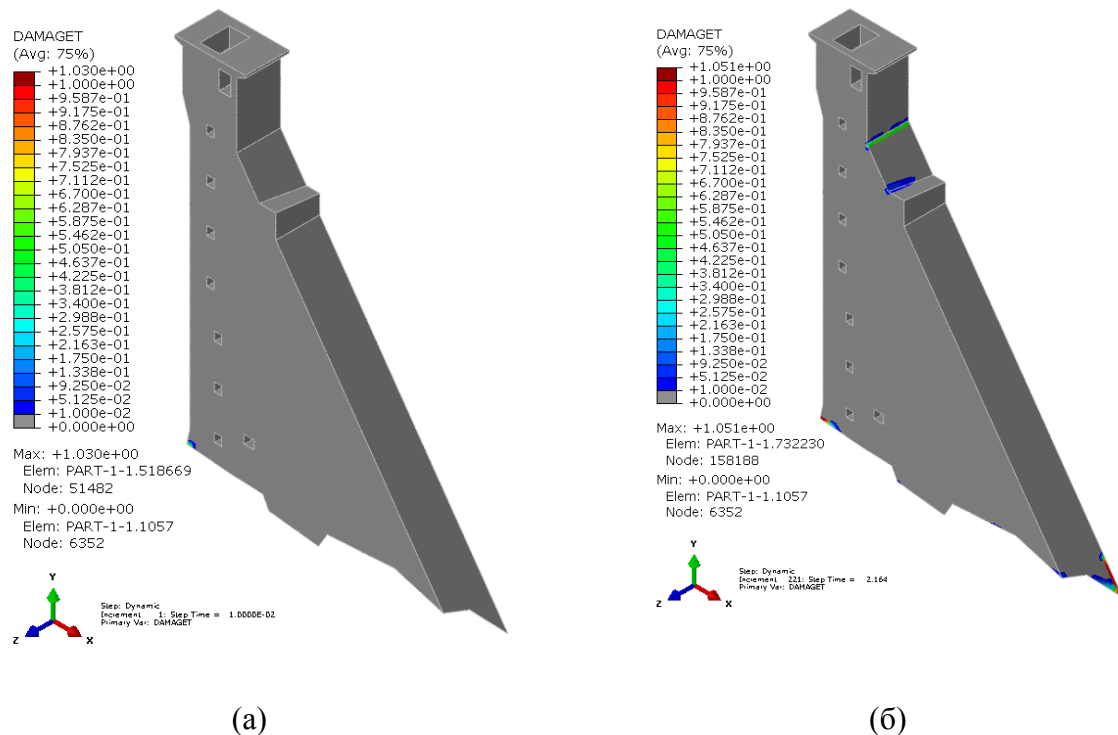


Рисунок 4.25 – Поврежденность бетона в 16 секции плотины в момент времени 0.01, соответствующий образованию трещины у основания напорной грани (а) и момент времени 2.16, соответствующий образованию трещины у гребня плотины (б) ; модель 1

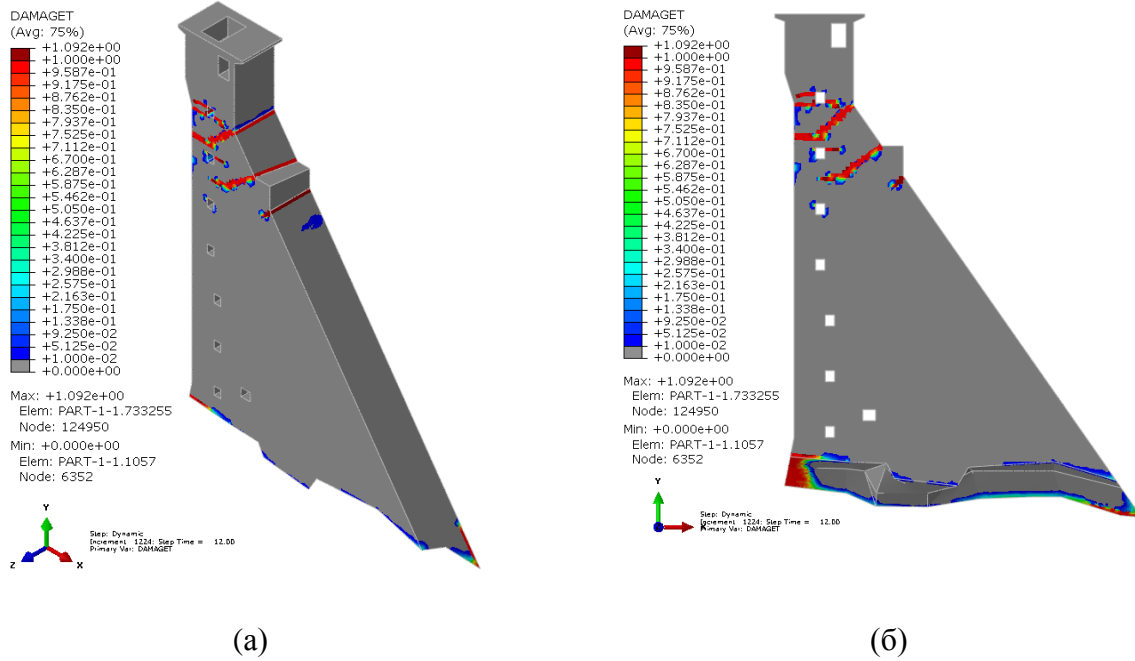


Рисунок 4.26 – Поврежденность бетона в 16 секции плотины по окончании действия акселерограммы; модель 1

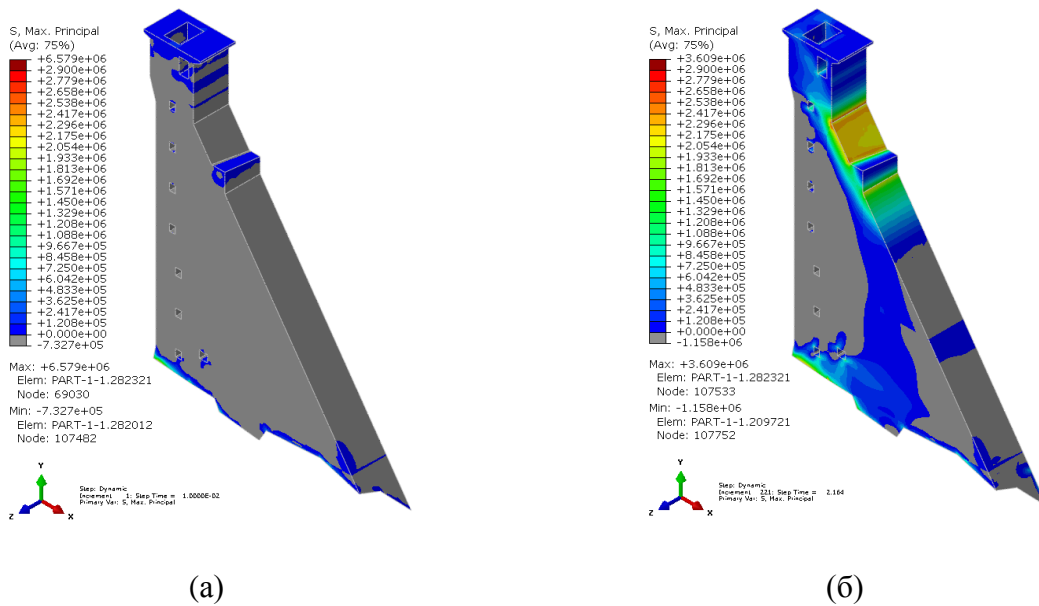


Рисунок 4.27 – Главные растягивающие напряжения σ_1 , Па в 16 секции плотины в момент времени 0.01, соответствующий образованию трещины у основания напорной грани (а) и момент времени 2.16, соответствующий образованию трещины у гребня плотины (б); модель 1

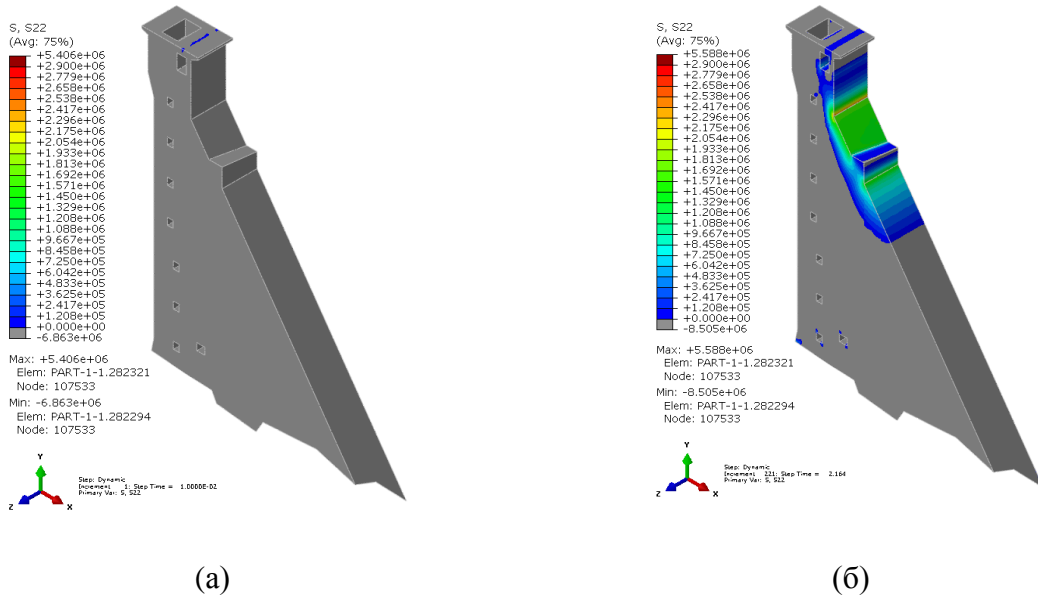


Рисунок 4.28 – Вертикальные растягивающие напряжения σ_y , Па в 16 секции плотины в момент времени 0.01, соответствующий образованию трещины у основания напорной грани (а) и момент времени 2.16, соответствующий образованию трещины у гребня плотины (б); модель 1

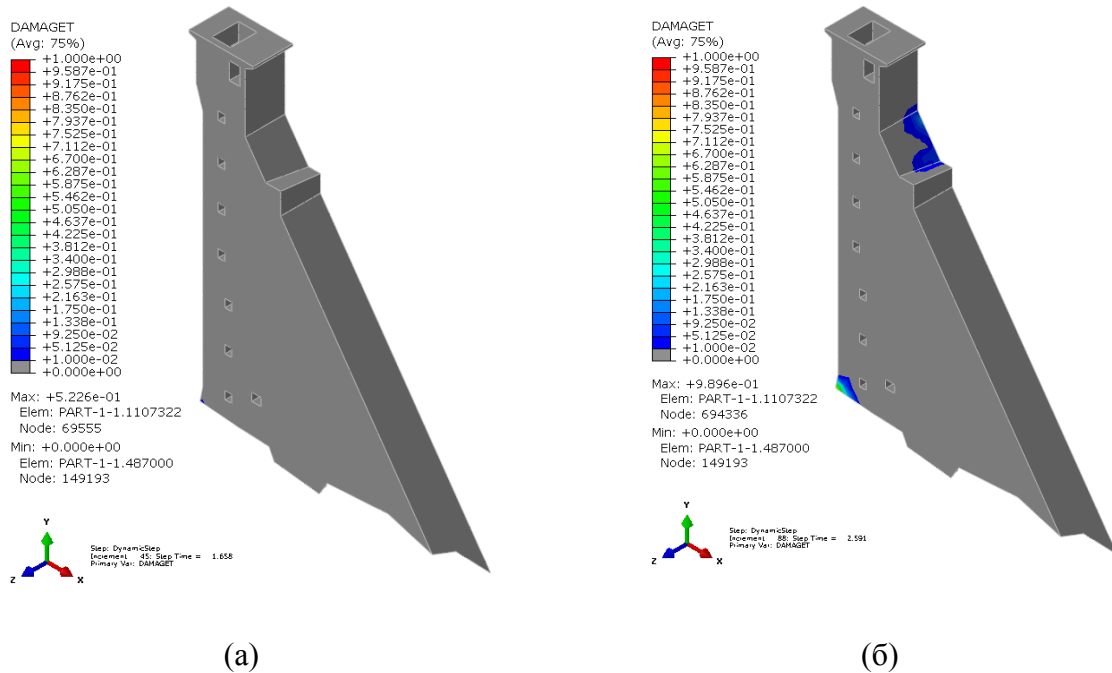


Рисунок 4.29 – Поврежденность бетона в 16 секции плотины в момент времени 1.65, соответствующий образованию трещины у основания напорной грани (а) и момент времени 2.59, соответствующий образованию трещины у гребня плотины (б); модель 2

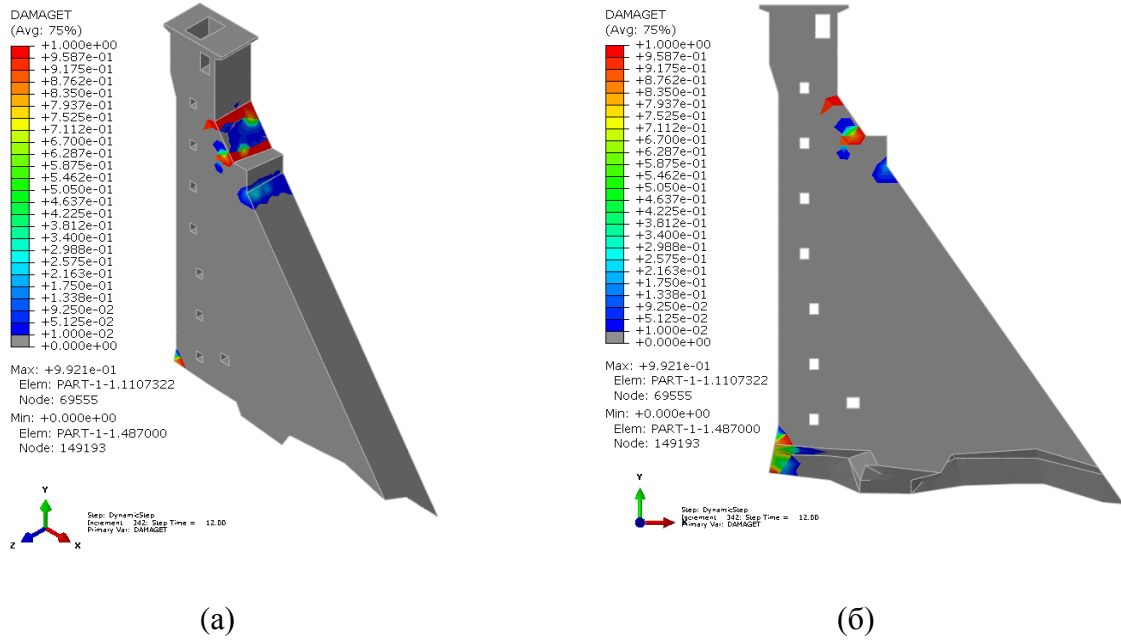


Рисунок 4.30 – Поврежденность бетона в 16 секции плотины по окончании действия акселерограммы; модель 2

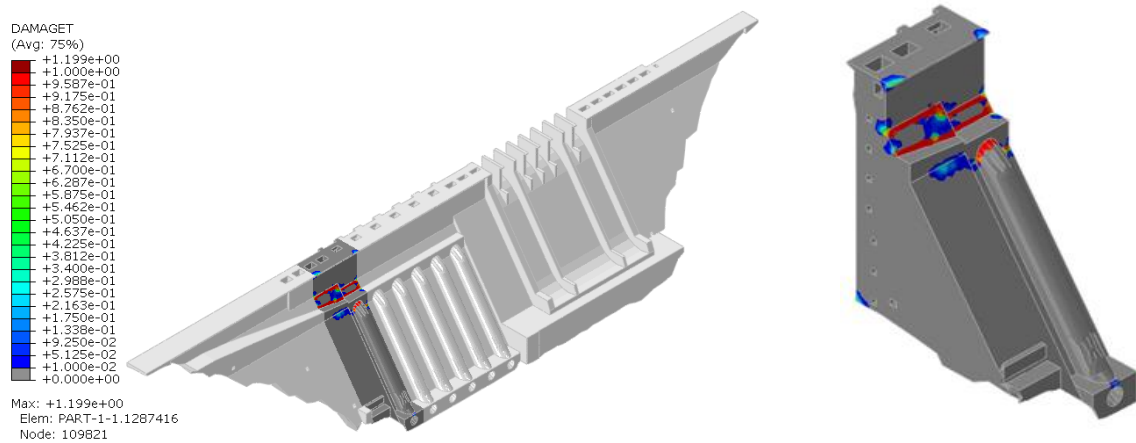


Рисунок 4.31 – Поврежденность бетона в 15, 16, 17 секциях плотины по окончании действия акселерограммы; модель 2

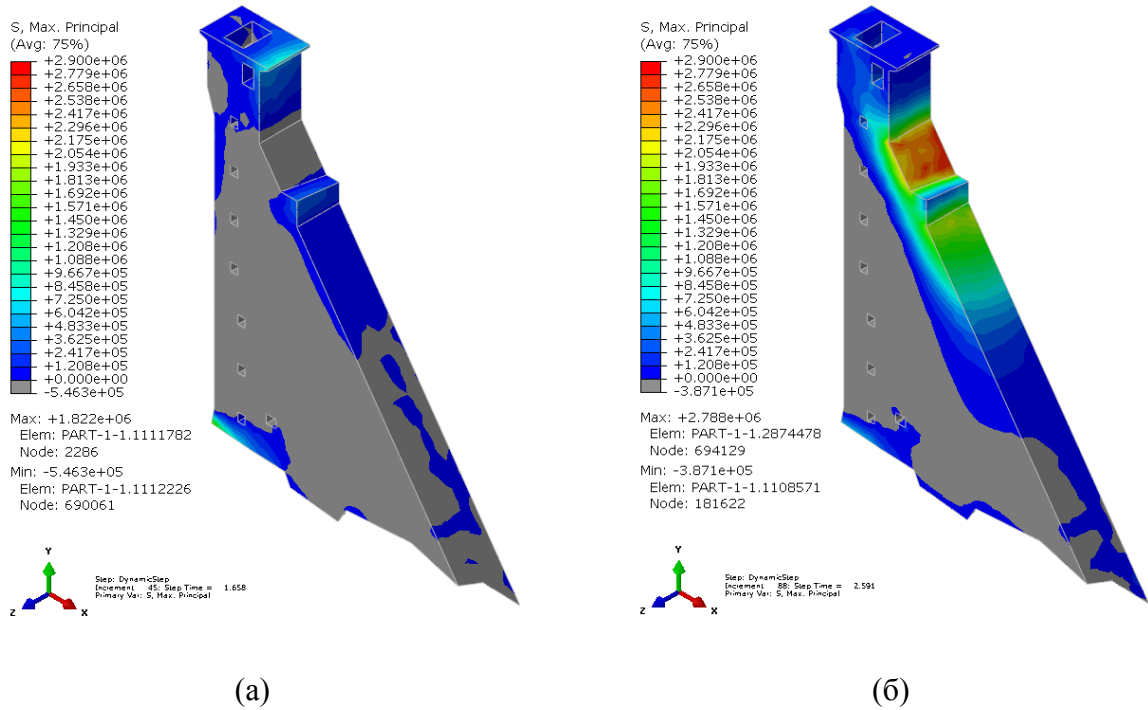


Рисунок 4.32 – Главные растягивающие напряжения σ_1 , Па в 16 секции плотины в момент времени 1.65, соответствующий образованию трещины у основания напорной грани (а) и момент времени 2.59, соответствующий образованию трещины у гребня плотины (б); модель 2

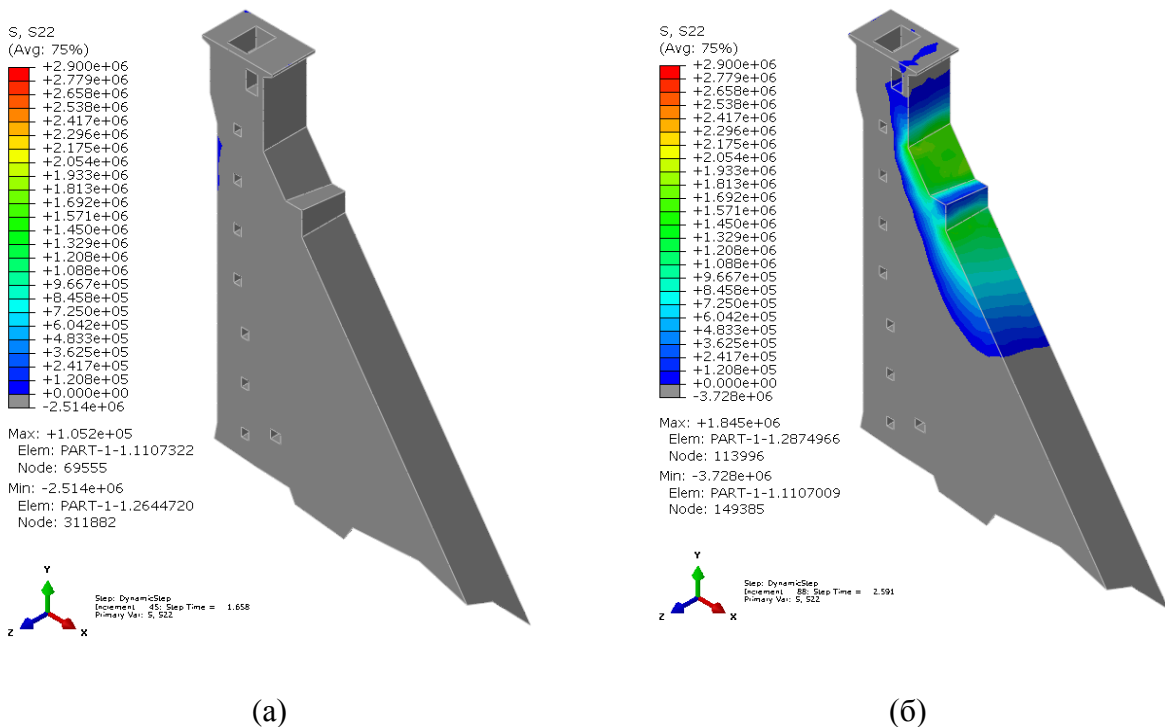


Рисунок 4.33 – Вертикальные растягивающие напряжения σ_y , Па в 16 секции плотины в момент времени 1.65, соответствующий образованию трещины у основания напорной грани (а) и момент времени 2.59, соответствующий образованию трещины у гребня плотины (б); модель 2

Анализ полей напряжений показал, что наиболее значимыми являются первые главные напряжения, которые могут не совпадать с вертикальными. Именно по их направлению происходит развитие зон разрушения. Особенно это заметно при рассмотрении области в нижней части напорной грани. В этой зоне вертикальная компонента напряжений далека от предельного значения, тогда как главные напряжения превышают заданный предел прочности на растяжение, и начинается распространение области микротрещинообразования. По картинам поврежденности можно заметить, что при использовании модели 1 основная область разрушения развивается от угла со стороны низовой грани до верховой грани, что, по сути, соответствует разрушению плотины. Это связано, в том числе и с тем, что края секции закреплены граничными условиями в направлении поперек потока (ось z), в направлении по потоку (ось x) они могут перемещаться свободно. В модели 2, где учтена вся плотина, соседние секции обеспечивают дополнительную пространственную жесткость и «удерживают» рассматриваемую 16 секцию от смещений в направлении по потоку. В результате чего область разрушения существенно меньше, но остается значительной и может представлять опасность для конструкции.

При совместном действии статических и сейсмических нагрузок возможно возникновение зон трещинообразования, охватывающих значительную часть сечения плотины. Однако следует отметить, что представленные результаты призваны в первую очередь продемонстрировать возможность применения упругопластической модели поврежденности бетона для реальных объектов ГЭС с использованием сложных пространственных моделей системы «сооружение-основание-водохранилище» и отражают лишь качественно особенности нелинейное поведение плотины. Получение более точной количественной оценки требует дополнительного уточнения расчетных параметров модели.

Для обеспечения надежной и безопасной эксплуатации высоких бетонных плотин при действии сейсмических нагрузок следует проводить детальные расчетно-экспериментальные исследования нелинейных деформативных и прочностных характеристик бетона, включая исследования процессов разупрочнения бетона при циклическом деформировании и распространения трещин в бетоне плотины.

4.5 Исследование влияния на параметры НДС плотины колебаний, вызванных пульсацией гидродинамического давления при действии эксплуатационных нагрузок

Рассмотренные в главе 2 подходы могут быть использованы при расчетах бетонных сооружений не только на сейсмические воздействия, но также и на динамические воздействия другой природы. В данном разделе приводятся результаты расчетных исследований параметров НДС бетонной плотины и агрегатного блока Бурейской ГЭС, при действии эксплуатационных динамических нагрузок и дается анализ причин, которые в условиях Бурейской ГЭС могут приводить к превышению нормативных уровней колебаний конструкций [34]. Описанные исследования были проведены автором под руководством Б.В. Цейтлина при участии Е.Ю. Витохина и С.А. Ле-Захарова.

При разработке методики расчета колебаний, вызванных динамическими нагрузками от работы гидроагрегата, учитывается динамическое взаимодействие рассматриваемой секции плотины и соответствующей секции агрегатного блока (рисунок 4.34) с основанием, водохранилищем и водой, находящейся внутри напорного водовода, спиральной камеры и отводящей трубы.

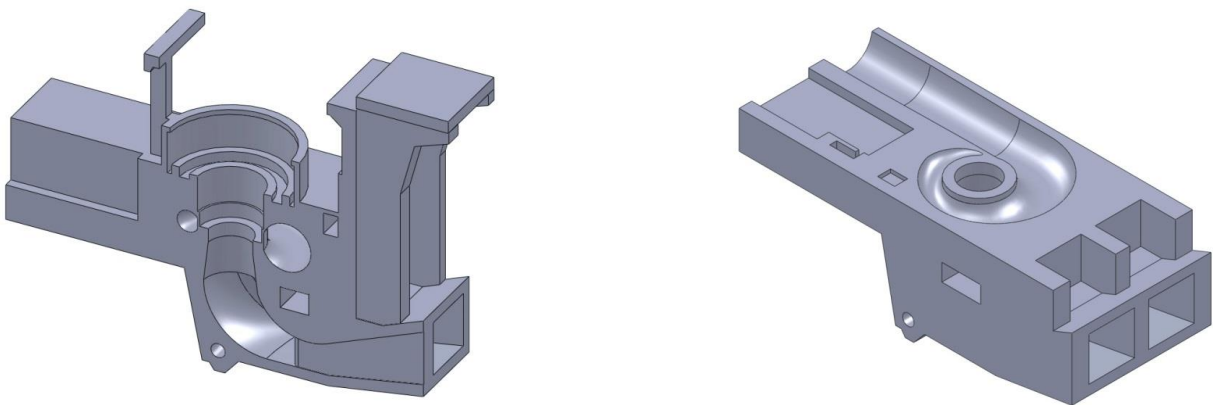


Рисунок 4.34 – Твёрдотельная модель секции агрегатного блока (слева - разрез по оси гидроагрегата, справа - разрез по оси спиральной камеры)

Определены параметры НДС конструкции при действии эксплуатационных динамических нагрузок, обусловленных работой гидроагрегата (рисунок 4.35). Нормативные эксплуатационные нагрузки для динамического расчета секции плотины и агрегатного блока задаются в соответствии с данными, приведенными в таблице 4.14.

Таблица 4.14 – Нормативные динамические нагрузки

Составляющая нагрузки	Амплитуда	Частота	Отметка линии действия
	кН	Гц	м
Оборотная	756	2,083	136,05
Двойная оборотная	637	4,17	-
Лопастная горизонтальная	86	35,4	127,5
Лопастная вертикальная	430	35,4	136,05

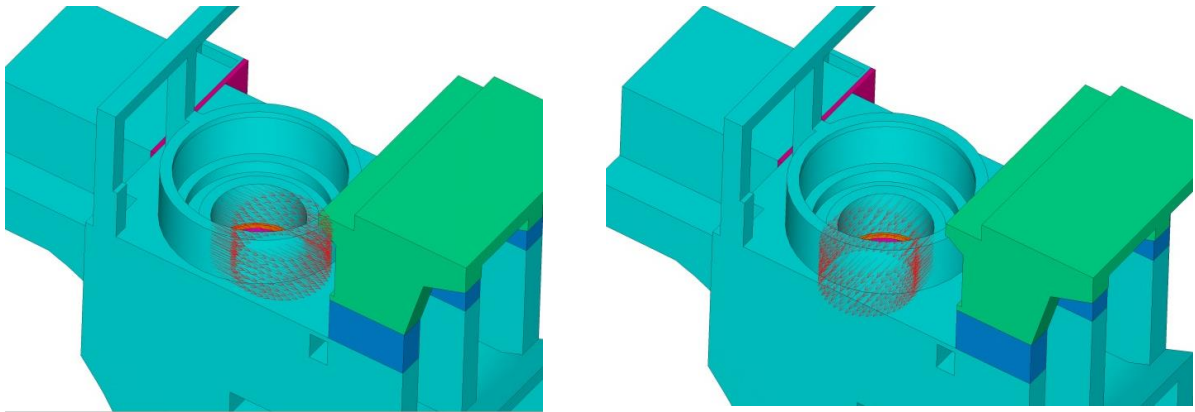


Рисунок 4.35 – Область приложения действительной (слева) и мнимой (справа) составляющих нагрузки

Анализ результатов исследований показал, что эффективные амплитуды колебаний плотины распределены, в основном, по ее первой форме колебаний. Максимальные по секциям амплитуды колебаний имеют место на гребне плотины и возрастают от крайних секций к центральной (рисунок 4.36). Так амплитуда колебаний на гребне правобережной секции 1 составляет 2,5 мкм; на гребне левобережной секции 47 составляет 2 мкм; на гребне секции 21 – максимальное значение 15,5 мкм. Соответствующие значения скоростей: 0,05 мм/с, 0,03 мм/с и 0,26 мм/с.

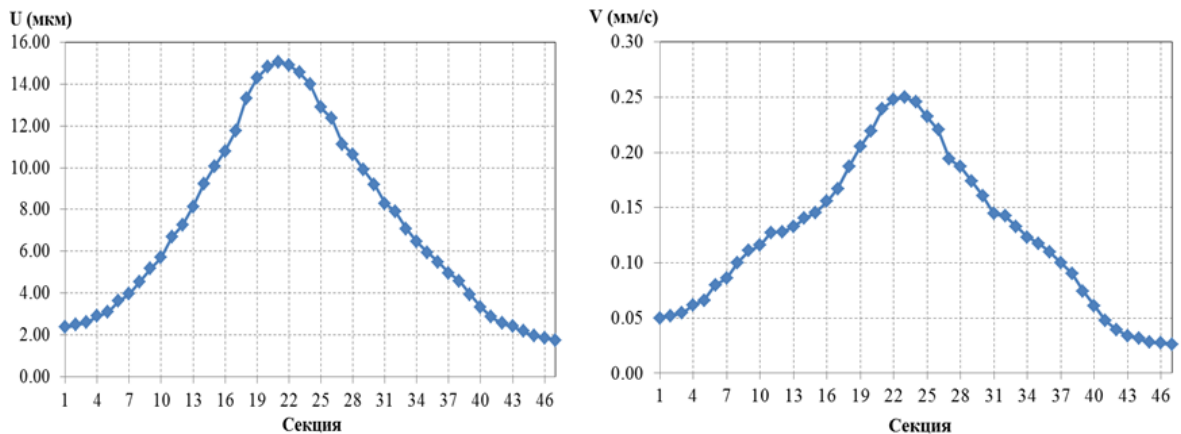


Рисунок 4.36. Максимальные по секциям значения эффективных перемещений (слева) и скоростей (справа)

Для 19 секции плотины и соответствующей секции машинного зала с гидроагрегатом №3 проведены исследования влияния учета сжимаемости жидкости в водопроводящем тракте. Взаимодействие с жидкостью водохранилища моделируется с использованием элементов присоединенных масс. Для воды, находящейся внутри напорного водовода, спиральной камеры и отводящей трубы принимаются во внимание как инерционные, так и упругие (сжимаемость) характеристики воды (рисунок 4.37), что позволило учесть резонансные свойства объемов воды в водоводе.

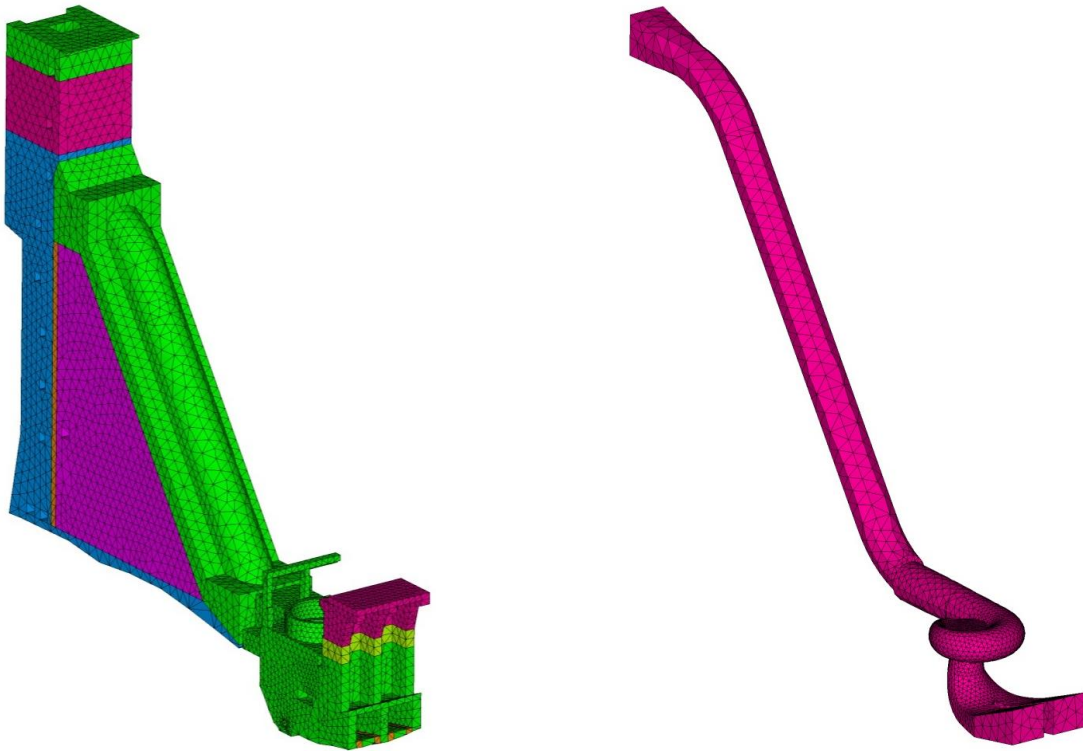


Рисунок 4.37 – Конечно-элементная модели секции плотины и соответствующей секции агрегатного блока (слева) и конечные элементы, моделирующие жидкость в водоводе, спиральной камере, отсасывающей трубе (справа)

При выполнении динамических расчетов в рамках метода конечных элементов для твердотельных областей (секция плотины, соответствующая секция агрегатного блока и скальное основание) применяются уравнения в перемещениях, а для заполненных водой областей (напорный водовод, спиральная камера и отводящая труба) – уравнения относительно давлений (пульсаций гидродинамического давления).

По итогам расчетов получены амплитуды перемещений в контролируемых узлах (таблица 4.15), поля распределения перемещений в секции плотины и агрегатного блока, поля скоростей. Некоторые из полученных результатов представлены на рис. 4.38 – 4.40.

Таблица 4.15 – Максимальные значения амплитуд перемещений контролируемых узлов секций плотины и агрегатного блока

Узел №	Отметка, м	Горизонтальные, U _x	Вертикальные, U _y	Суммарные, U _{сум}
		мкм	мкм	мкм
10393	129	45.45	42.36	62.12
105477	155	123.53	50.98	133.64
108261	241	281.29	17.70	281.84
120314	181	175.87	42.30	180.89
133175	226	41.30	141.69	147.95
133520	265	832.39	15.24	832.52
139173	211	139.59	10.57	139.99
287104	131	26.62	8.36	27.91
291004	141	11.67	14.73	19.58
313576	153	43.61	27.80	51.72
315263	150	108.22	11.23	108.80
324859	119	8.71	5.38	10.24

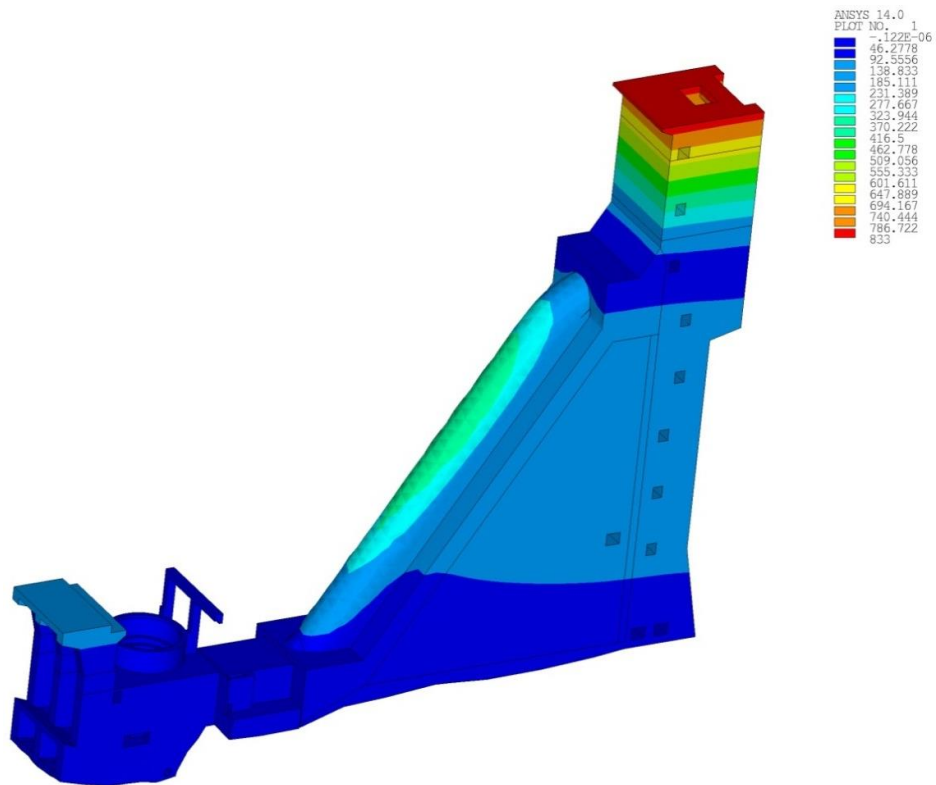


Рисунок 4.38 – Мощность агрегата 248МВт, эффективные амплитуды перемещений (мкм) при действии гидродинамических нагрузок, компонента X

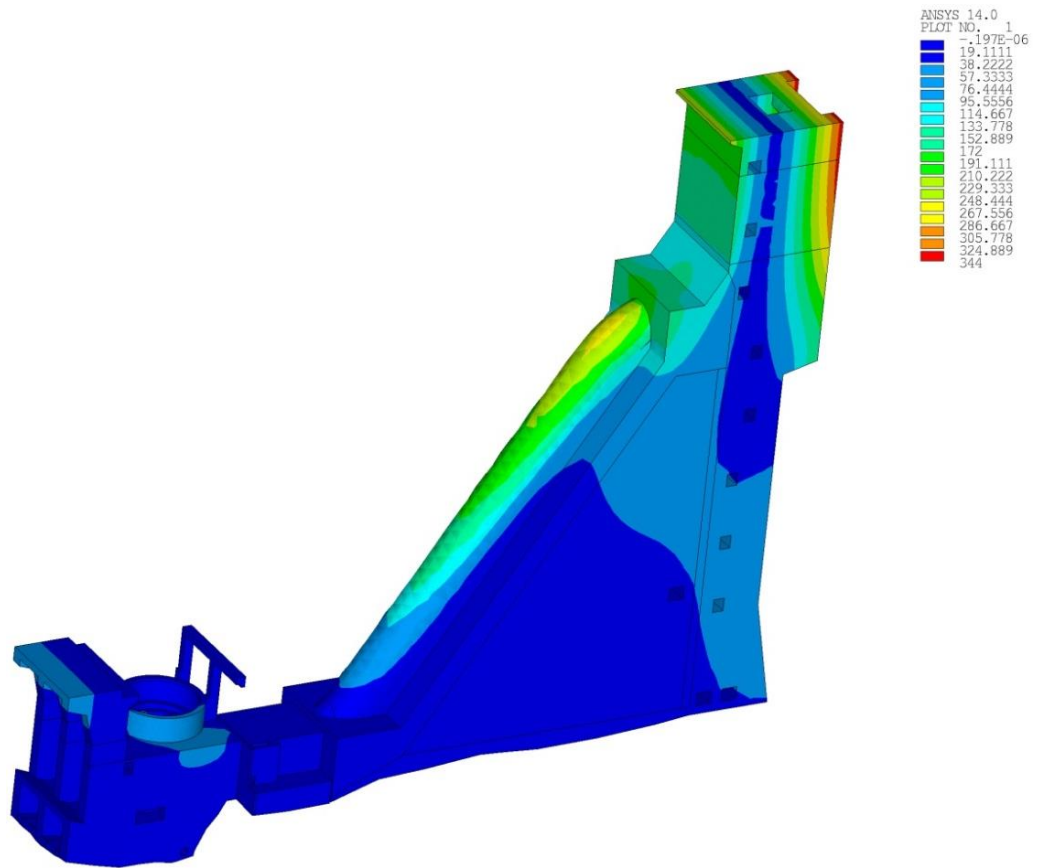


Рисунок 4.39 – Мощность агрегата 248МВт, эффективные амплитуды перемещений (мкм) при действии гидродинамических нагрузок, компонента Y

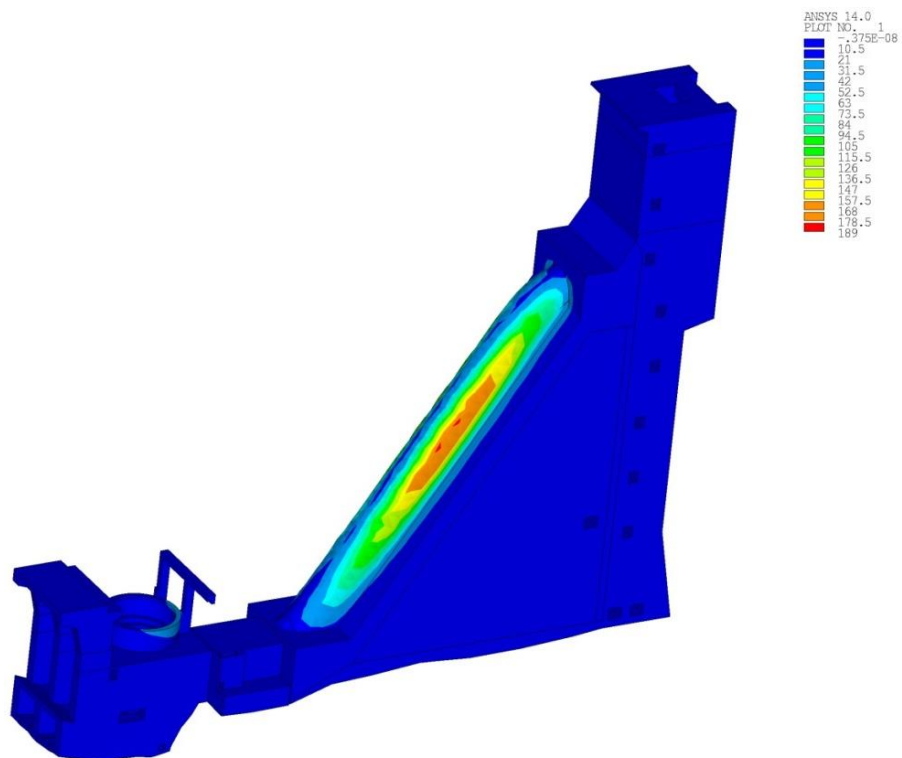


Рисунок 4.40 – Мощность агрегата 248МВт, эффективные амплитуды перемещений (мкм) при действии гидродинамических нагрузок, компонента Z

С использованием описанной выше модели автором было проведено исследование влияния разброса механических свойств системы «плотина - основание» на НДС плотины при действии динамических нормативных нагрузок, отвечающих пульсациям давления в спиральной камере и отсасывающей трубе [34]. В ходе расчетов варьировались параметры демпфирования ($\pm 50\%$) совместно с модулями упругости бетонных элементов ($\pm 25\%$), а также параметры демпфирования ($\pm 50\%$) с модулями упругости скального основания ($\pm 25\%$). Полученные результаты представлены в виде трехмерных диаграмм на рис. 4.41-4.44.

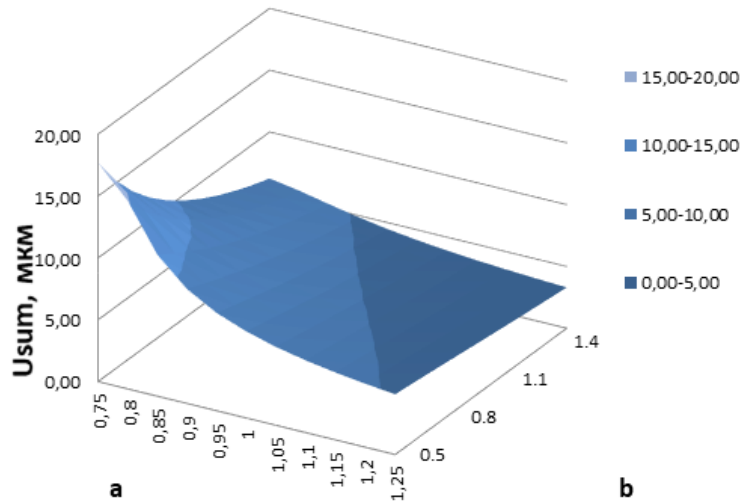


Рисунок 4.41 – Зависимость амплитуды перемещений U_{sum} , мкм от модуля упругости бетона и параметра демпфирования. Точка л плотины на отметке 265 м. (а и б – доли от расчетных значений модуля упругости бетона и параметра демпфирования соответственно)

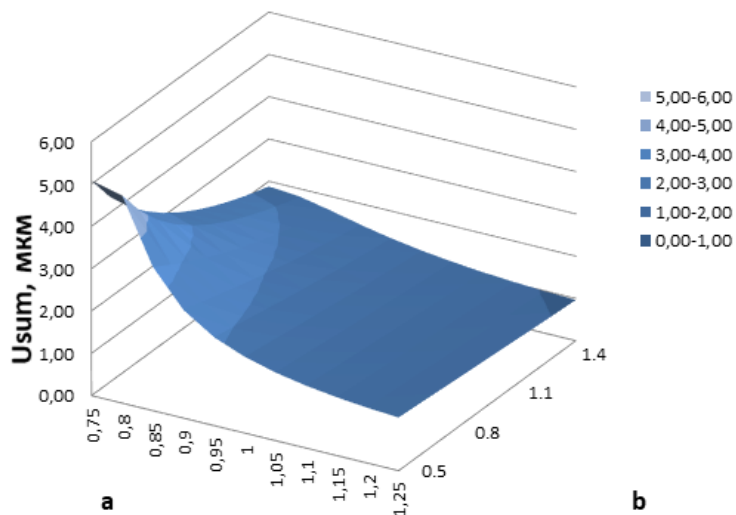


Рисунок 4.42 – Зависимость амплитуды перемещений U_{sum} , мкм от модуля упругости бетона и параметра демпфирования. Точка плотины на отметке 214 м. (а и б – доли от расчетных значений модуля упругости бетона и параметра демпфирования соответственно)

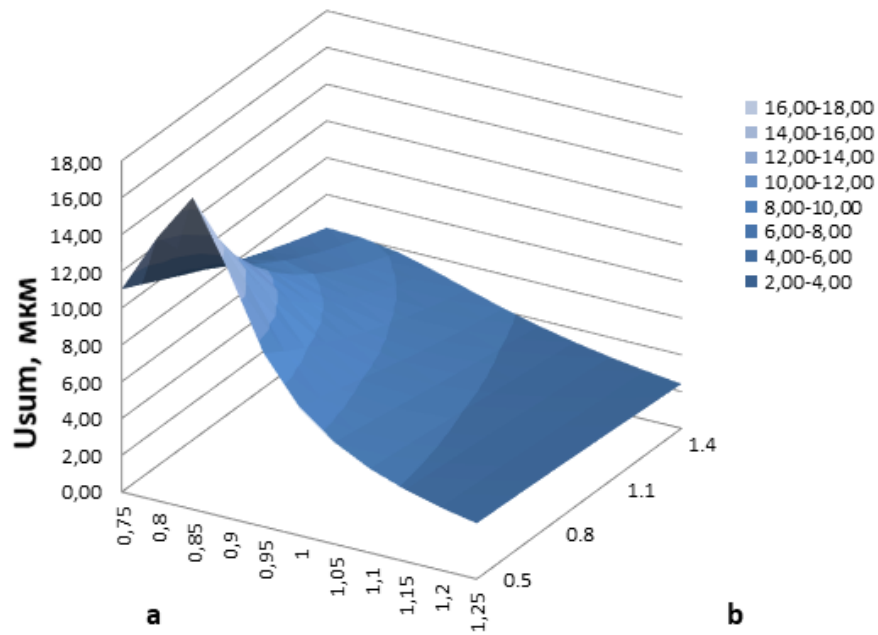


Рисунок 4.43 – Зависимость амплитуды перемещений U_{sum} , мкм от жесткости основания и параметра демпфирования. Точка плотины на отметке 256 м. (а и б – доли от расчетных значений жесткости основания и параметра демпфирования соответственно)

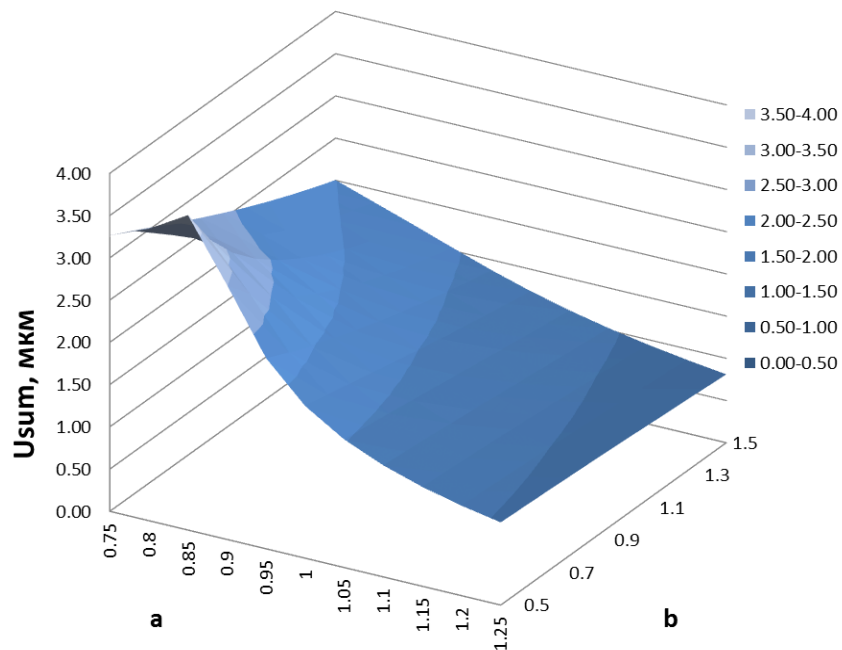


Рисунок 4.44 – Зависимость амплитуды перемещений U_{sum} , мкм от жесткости основания и параметра демпфирования. Точка плотины на отметке 214 м. (а и б – доли от расчетных значений жесткости основания и параметра демпфирования соответственно)

Можно отметить, что при малых величинах демпфирования разброс значений модулей жесткости оказывает значительное влияние на амплитуды колебаний плотины и агрегатного блока (в некоторых точках плотины наблюдается увеличение амплитуды перемещений в 2-3 раза). При определенных совокупностях параметров модели наблюдается резонанс системы, проявляющийся в виде локального максимума амплитуд перемещений. С усилением демпфирующих свойств максимум сглаживается.

4.6 Выводы по четвёртой главе

Для апробации предложенной усовершенствованной методики моделирования динамического поведения системы «плотина-основание-водохранилище» разработанная во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева пространственная конечно-элементная модель бетонной гравитационной плотины Бурейской ГЭС была доработана автором с учетом результатов проведенных исследований.

Автором были определены параметры НДС модели плотины Бурейской ГЭС, отвечающие основным и особым сочетаниям нагрузок, включающим сейсмическое воздействие. В ходе анализа результатов определены области возможного трещинообразования.

В диссертации показаны преимущества применения упругопластической модели повреждаемости бетона при моделировании динамического поведения массивных бетонных ГЭС с использованием пространственных схем системы «сооружение-основание-водохранилище», что позволяет выполнять расчетные исследования на современном уровне, удовлетворяя требованиям нормативных документов.

Выполнен анализ устойчивости плотины Бурейской ГЭС на плоский сдвиг по контакту с основанием при совместном действии статических и сейсмических нагрузок. Определена зависимость величины коэффициента запаса устойчивости от времени при действии рассмотренного сейсмического воздействия. Показано, что величины коэффициентов устойчивости превышают требуемое нормативное значению 1,25 и неупругого сдвига, вызванного сейсмическим воздействием, в данных условиях не произойдет.

С учетом сжимаемости воды в водопроводящем тракте автором проведены расчетные исследования параметров НДС плотины и агрегатного блока при действии нормативных динамических нагрузок и связанных с ними пульсаций давления жидкости в водопроводящем тракте. Это позволило учесть резонансные свойства объемов воды в напорном водоводе, которые могут проявиться при определенных режимах работы гидроагрегатов.

Заключение

1. Разработана методика математического моделирования динамического напряженно-деформированного состояния бетонных гидротехнических сооружений при сейсмических воздействиях, которая позволяет учесть особенности совместной работы системы «сооружение-основание-водохранилище», а также влияние на НДС сооружения нелинейного деформирования бетона, связанного с трещинообразованием. Методика применена для определения параметров НДС двумерных и пространственных конечно-элементных моделей системы «сооружение-основание-водохранилище» при динамических воздействиях.
2. Для апробации предложенной методики разработана пространственная конечно-элементная модель системы «сооружение-основание-водохранилище» плотины Бурейской ГЭС и проведены расчетные исследования по определению параметров ее НДС при действии нагрузок особых сочетаний, включающих сейсмические воздействия.
3. На основе анализа результатов моделирования НДС плотины Бурейской ГЭС проведена оценка ее прочности при действии нагрузок основных и особых сочетаний. Определены области возможного трещинообразования при действии нагрузок особого сочетания, включающего сейсмические воздействия уровня МРЗ.
4. На примере глухой секции гравитационной плотины продемонстрирована возможность применения разработанной методики при моделировании динамического поведения массивных бетонных ГТС с использованием как двумерных, так и трехмерных расчетных схем. Это позволяет выполнять расчетные исследования в соответствии с требованиями ряда нормативных документов РФ о необходимости учета нелинейного деформирования бетона, связанного с трещинообразованием.
5. Показано, что при моделировании системы «сооружение-основание-водохранилище» Бурейской ГЭС учет сжимаемости воды в водохранилище приводит к увеличению расчетных значений параметров НДС бетонной плотины по сравнению с нормативным подходом, основанным на учете присоединенных масс.
6. Показано, что учет демпфирующих свойств наносов на дне водохранилища позволяет снизить максимальные расчетные значения напряжений и деформаций.
7. Показано влияние учета сжимаемости воды в водопроводящем тракте на расчетные значения параметров НДС стационарной секции плотины Бурейской ГЭС при проведении расчетных исследований на действие эксплуатационных динамических нагрузок.
8. Рассмотрен подход к построению аппроксимации полной диаграммы зависимости

напряжений от деформаций бетона при растяжении на основе учета параметров бетона, содержащихся в нормативных документах, при известном значении удельной энергии разрушения.

9. На ряде примеров продемонстрировано влияние учета нелинейного деформирования бетона и полной диаграммы зависимости напряжений от деформаций, описывающей эффекты трещинообразования, на результаты моделирования НДС бетонных и железобетонных конструкций.
10. Показано существенное влияние величины удельной энергии разрушения и угла дилатации на результаты численного моделирования бетонных и железобетонных конструкций при нагрузках, приводящих к трещинообразованию. Это свидетельствует о необходимости совершенствования имеющейся нормативной базы и проведения дополнительных расчетно-экспериментальных исследований по определению указанных параметров бетона для получения более точного прогноза последствий аварийных и сейсмических воздействий на бетонные и железобетонные ГТС.

К направлениям дальнейших исследований можно отнести:

- распространение разработанной методики на другие типы сооружений и виды нагрузок;
- применение разработанной методики для расчетных исследований влияния трещинообразования на НДС отдельных элементов конструкций гидротехнических сооружений, например, водоводов;
- совершенствование экспериментальных методов определения полной диаграммы деформирования бетона при растяжении и удельной энергии разрушения.

Список литературы

1. Беллендир, Е.Н. Вероятностные методы оценки надежности грунтовых гидротехнических сооружений / Е.Н. Беллендир, Д.А. Ивашинцов, Д.В. Стефанишин, О.М. Финагенов, С.Г. Шульман // СПб.: ОАО ВНИИГ им. БЕ Веденеева. – 2003. – Т. 2004.
2. Ахмедов, М.А. Землетрясения и безопасность плотин / М.А. Ахмедов, К.Д. Саламова // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2015. – №. 5.
3. <http://blog.rushydro.ru/?p=3907>
4. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81. – М., 2018.
5. СП 41.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87. – М., 2012.
6. СП 58.13330.2012 Гидротехнические сооружения. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003. – М., 2013.
7. СП 40.13330.2012 Плотины бетонные и железобетонные. Актуализированная редакция СНиП 2.06.06-85. – М., 2013.
8. СП 358.1325800.2017 Сооружения гидротехнические. Правила проектирования и строительства в сейсмических районах. – М., 2018.
9. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М., 2015.
10. Храпков, А.А. Математическое моделирование напряженно-деформированного состояния бетонных железобетонных конструкций энергетических сооружений / А.А. Храпков, Б.В. Цейтлин, А.Е. Скворцова // Гидротехническое строительство. – 2011. – №. 9. – С. 60-67.
11. Корнеев, В.Г. Схемы метода конечных элементов высоких порядков точности / В.Г. Корнеев. – Л.: Издательство Ленинградского университета, 1977. – 208 с.
12. Агапов, В.П. Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости конструкций / В.П. Агапов. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов. 2004. – 248 с.
13. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике / О. Зенкевич. – М.: Мир. 1975. – 541 с.
14. Белостоцкий, А.М. Научно-исследовательский центр СтаДиО. 25 лет на фронте численного моделирования / А.М. Белостоцкий, П.А. Акимов // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2016. – Т. 12. – №. 1. – С. 8-45.
15. Белостоцкий, А.М. Программный комплекс СТАДИО для линейных и нелинейных статических и динамических расчетов пространственных комбинированных систем. Опыт разработки и эксплуатации и перспективы развития / А.М. Белостоцкий // Сб. научных трудов МГСУ. – 1998. – С. 4-11.
16. Вовкушевский, А.В. Вычислительная программа для расчета сооружений с односторонними связями методом конечных элементов / А.В. Вовкушевский // Изв. ВНИИ гидротехн. им. БЕ Веденеева. М. – 1978. – С. 4346.
17. Вовкушевский, А.В. Применение существующих и разработка новых вычислительных технологий для анализа статике и динамики бетонных гидротехнических сооружений / А.В. Вовкушевский // Гидротехническое строительство. – 1997. – №. 5. – С. 35–40.

18. Гордон, Л.А. Программа решения осесимметричной задачи теории упругости методом конечных элементов для ЭВМ типа «М-220» / Л.А. Гордон, С.Б. Заливако, Б.А. Шойхет. – Л.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1974. – 78 с.
19. Храпков, А.А. О совершенствовании норм проектирования бетонных плотин / А.А. Храпков, М.С. Ламкин, А.В. Караваев, В.М. Боярский // Гидротехническое строительство. – 2003. – № 6. – С. 30–33.
20. Розин, Л. А. Основы расчёта арочных плотин по теории оболочек методом расчленения / Л.А. Розин // Известия ВНИИГ. – 1965. – Т. 77. – С. 42-53.
21. Ивашинцов, Д.А. Параметрическая идентификация расчетных моделей гидротехнических сооружений / Д. А. Ивашинцов, А.С. Соколов, С.Г. Шульман, А.М. Юделевич // СПб.: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. БЕ Веденеева. – 2001. – С. 432.
22. Рассказов, Л.Н. Гидротехнические сооружения. Часть 1. / Л.Н. Рассказов, В.Г. Орехов, Н.А. Анискин, В.В. Малаханов, А.С. Бестужева, М.П. Саинов, П.В. Солдатов, В.В. Толстикова – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. – 576 с.
23. Malla, S. Analysis of an arch-gravity dam with a horizontal crack / S. Malla, M. Wieland // Computers & structures. – 1999. – Т. 72. – №. 1-3. – С. 267-278.
24. Цейтлин, Б. В. Расчет устойчивости бетонных гидротехнических сооружений на сдвиг при совместном действии статических и сейсмических нагрузок / Б.В. Цейтлин // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. БЕ Веденеева. – 2013. – Т. 268. – С. 5-12.
25. Савинов, О.А. О некоторых особенностях механического взаимодействия сооружения и его основания при землетрясении / О.А. Савинов, А.М. Уздин // Известия ВНИИГ им. БЕ Веденеева. – 1974. – Т. 106. – С. 119.
26. Савинов, О.А. О возможности использования упрощенных расчетных схем при выборе параметров систем сейсмоизоляции сооружений / О.А. Савинов, И.У. Альберт, Т.А. Сандович // Известия ВНИИГ им. БЕ Веденеева. – 1983. – Т. 166. – С. 31-39.
27. Тяпин, А.Г. Учет взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия. Руководство по расчетам. – 2014.
28. Уздин, А.М. О достоверности конечно-элементных расчетов динамического взаимодействия сооружения с основанием / А.М. Уздин, М.В. Фрезе, М.Ю. Федорова, Ю. Гуань // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2018. – №. 3. – С. 23-29.
29. Карлина, Е.А. Учет свойств грунтового основания при оценке сейсмостойкости сооружений / Е. А. Карлина, А.М. Уздин, А.А. Долгая, М.В. Фрезе, Г.Б. Аннаев, И.Б. Ильясов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2009. – №. 1. – С. 30-33.
30. Уздин, А.М. Учет бесконечности основания при расчете сейсмостойкости энергетических сооружений по МКЭ / А.М. Уздин, В.Ю. Титов // Известия ВНИИГ им. БЕ Веденеева. – 1981. – Т. 212. – С. 97-102.
31. Анализ влияния неоднородности основания на параметры его динамической модели / А.О. Докторова, И.У. Альберт // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2001. Вып. 2. С. 30. – 2001. – Т. 33.
32. Бестужева, А.С. Основные положения и особенности расчетов гидротехнических сооружений на сейсмические нагрузки / А.С. Бестужева // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2017. – №. 3. – С. 16-17.
33. Костылев, В.С. Определение коэффициента запаса устойчивости на сдвиг для арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС / В.С. Костылев, Б.В. Цейтлин, Д.В.

- Щерба // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2013. – Т. 268. – С. 13-18.
34. Федоров, И.В. Исследование колебаний системы "плотина - агрегатный блок - водохранилище - основание" под действием эксплуатационных нагрузок / И.В. Федоров, Б.В. Цейтлин, С.А. Ле-Захаров, Е.Ю. Витохин // XVIII зимняя школа по механике сплошных сред: Тезисы докладов. – Пермь, 18-22 февраля 2013. С. 360.
 35. Федоров, И.В. Исследование колебаний плотины Бурейской ГЭС под действием сейсмических и гидродинамических нагрузок при сбросе воды / И.В. Федоров, Б.В. Цейтлин, С.А. Ле-Захаров, Е.Ю. Витохин // XVIII зимняя школы по механике сплошных сред: Тезисы докладов. – Пермь, 18-22 февраля 2013. С. 222.
 36. Витохин, Е.Ю. Математическое моделирование напряженно-деформированного состояния в системе бетонная плотина - скальное основание при взаимных смещениях берегов сейсмогенных разрывов / Е.Ю. Витохин, С.А. Ле-Захаров, Б.В. Цейтлин, И.В. Федоров // XXVI Международная конференция «Математическое и компьютерное моделирование в механике деформируемых сред и конструкций. (МСМ 2015)»: Тезисы докладов. – Санкт-Петербург, 2015. – С. 351–352.
 37. Цейтлин, Б.В. Расчетно-экспериментальные исследования напряженного состояния оболочки водовода Усть-Илимской ГЭС. Часть 2. Расчетные исследования / Б.В. Цейтлин, Е.Ю. Витохин, И.В. Федоров // Девятая научно-техническая конференция «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии»: Тезисы докладов. – Санкт-Петербург, 2015. – С. 98.
 38. Волынчиков, А.Н. Разработка математической модели гидроузла для обоснования надежной эксплуатации Богучанской ГЭС при пропуске паводка / А.Н. Волынчиков, Б.В. Цейтлин, Е.Ю. Витохин, И.В. Федоров // XI научно-техническая конференция «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии»: Тезисы докладов. – Санкт-Петербург, 2017. С. 60.
 39. Витохин, Е.Ю. Расчетная оценка напряженно-деформированного состояния системы плотина-основание при взаимных смещениях берегов сейсмогенерирующих разломов / Е.Ю. Витохин, С.А. Ле-Захаров, И.В. Федоров, Б.В. Цейтлин // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2016. – Том 279. – С. 53–64.
 40. Цейтлин Б.В., Ле-Захаров С.А. Краевые условия на границе области основания при расчете колебаний гидротехнических сооружений / Б.В. Цейтлин, С.А. Ле-Захаров // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2020. – Том 295. – С. 78–89.
 41. Khrapkov A. Mathematical model for rock foundation and concrete dam of Bureiskaya HPS dynamic interaction / A. Khrapkov, B. Tseitlin, A. Skvortsova, A. Vasilyev // Ninth International benchmark workshop on numerical analysis of dams. Proceedings. – St.-Petersburg, Russia, 2008. – С. 216–236.
 42. Vitokhin, E.Ju. Mathematical modeling of the stress-strain state of concrete dam and rock foundation caused by tectonic fault slip / E.Ju. Vitokhin, S.A. Le-Zakharov, I.V. Fedorov, B.V. Tseytlin // Materials Physics and Mechanics. – 2016. – Vol. 26. – №. 1. – С. 53-56.
 43. Ле-Захаров, С.А. Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния бетонной плотины Бурейской ГЭС, вызванного действием сейсмических нагрузок / С.А. Ле-Захаров, Б.В. Цейтлин, И.В. Федоров // Седьмая научно-техническая конференция

- «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии»: Доклады и выступления. – Санкт-Петербург, 2013.
44. Витохин, Е.Ю. Исследования сейсмостойкости гравитационной бетонной плотины Бурейской ГЭС / Е.Ю. Витохин, С.А. Ле-Захаров, И.В. Федоров, Б.В. Цейтлин // XXV Международная конференция «Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов» (ВЕМ&FEM 2013): Тезисы докладов. – Санкт-Петербург, 23-26 сентября 2013. – С. 59
 45. Цейтлин, Б.В. Теоретические исследования колебаний бетонных гидротехнических сооружений при действии сейсмических нагрузок / Б.В. Цейтлин, Е.Ю. Витохин, С.А. Ле-Захаров, И.В. Федоров // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2014. – Том 271. – С. 120-137.
 46. Дерюгин, Г.К. Исследование колебаний основных бетонных сооружений ГЭС, вызванных воздействием гидродинамических нагрузок на водосливную часть плотины и русло / Г.К. Дерюгин, С.А. Ле-Захаров, И.В. Федоров, Б.В. Цейтлин, Д.В. Щерба // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2014. № 4. – С. 50–54
 47. Цейтлин, Б.В. Методика учета влияния тектонических разломов на напряженно-деформированное состояние плотин и оснований высоконапорных ГЭС / Б.В. Цейтлин, С.А. Ле-Захаров, Е.Ю. Витохин, А.Д. Евстифеев, И.В. Федоров, А.М. Юделевич // Восьмая научно-практической конференции «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии»: Тезисы докладов. – Санкт-Петербург, 23-25 октября 2014 г., часть 2, С. 132–133.
 48. Витохин, Е.Ю. Методика учета влияния тектонических разломов на напряженно-деформированное состояние плотин и оснований высоконапорных ГЭС / Е.Ю. Витохин, А.Д. Евстифеев, С.А. Ле-Захаров, И.В. Федоров, Б.В. Цейтлин, А.М. Юделевич // Восьмая научно-техническая конференция «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии»: доклады и выступления на секциях конференции (приложение на CD-диске). – Санкт-Петербург, 2015. С. 224–232.
 49. Luco, J.E. Approximate external boundaries for truncated models of unbounded media / J.E. Luco // 3rd UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, Menlo Park, California, USA. – 2004.
 50. Lysmer, J. Finite dynamic model for infinite media / J. Lysmer, R.L. Kuhlemeyer // Journal of the Engineering Mechanics Division. – 1969. – Т. 95. – №. 4. – С. 859-878.
 51. Васильев, П.И. Метод расчета раскрытия швов и трещин в массивных бетонных конструкциях / П.И. Васильев, Е.Н. Пересыпкин // Труды координационных совещаний по гидротехнике. – 1970. – № 58. – С. 47–53.
 52. Вовкушевский, А.В. Расчет массивных гидротехнических сооружений с учетом раскрытия швов / А.В. Вовкушевский, Б.А. Шойхет. – М.: Энергоиздат, 1981. – Т. 2.
 53. Вовкушевский, А.В. Влияние раскрытия швов на работу бетонных плотин в период эксплуатации / А.В. Вовкушевский, С.М. Гинзбург, Л. П. Трапезников, Н.Я. Шейнкер, А.М. Юделевич // Гидротехническое строительство. – 1995. – №. 2. – С. 11.
 54. Зейлигер, В.А. К решению задачи о равновесии плоского тела с трещиной методом конечных элементов / В.А. Зейлигер // Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. – 1980. – № 137. – С. 14–18.
 55. Храпков, А.А. Напряженное состояние бетонных гравитационных плотин с искусственными швами-надрезами на напорной грани / А.А. Храпков // Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. – 1970. – № 93. – С. 6–23.

56. Фрадкин, Б.В. Напряженно-деформированное состояние арочно-гравитационной плотины в случае раскрытия контактных швов по периметру верховой грани / Б.В. Фрадкин // Энергетическое строительство. – 1977. – № 7. – С. 73–78.
57. Белостоцкий, А. М. Численное моделирование статического и динамического напряженно-деформированного состояния пространственных систем "сооружение-основание-водохранилище" с учетом нелинейных эффектов открытия-закрытия швов и макротрещин: автореф. дис. ... докт. тех. наук: 05.23.07 / Белостоцкий Александр Михайлович – М., 1998. – 60 с.
58. Николаев, Д.В. Физическое и математическое моделирование железобетонных гидротехнических конструкций с учетом продольных строительных швов / Д.В. Николаев // Гидротехническое строительство. – 2007. – №. 9. – С. 21-23.
59. Рубин, О.Д. Методика расчета прочности железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных композиционными материалами / О.Д. Рубин, С.Е. Лисичкин, К.Е. Фролов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2017. – №. 1 – С. 42-48.
60. Рубин, О.Д. Обоснование решения по усилению железобетонных конструкций после кратковременных ударных нагрузок, на примере ГЭС Айурикин / О.Д. Рубин, А.С. Антонов, С.Е. Лисичкин, К.Е. Фролов, А.С. Лисичкин // Строительство: наука и образование. – 2019. – №. 3.
61. Розин, Л.А. Задачи теории упругости и численные методы их решения. – Российский фонд фундаментальных исследований, 1994. – №. 94-01-01472.
62. Евстифеев, А.Д. Определение прогнозных значений температур для точек наблюдения, расположенных в теле бетонной арочно-гравитационной плотины / А.Д. Евстифеев, В.С. Костылев, А.А. Храпков // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2012. – Т. 267. – С. 54-62.
63. Khrapkov, A.A. Assessment of concrete dam state by comparison of the in-situ data with the results of numerical research using mathematical models / A.A. Khrapkov, V.S. Kostylev, A.E. Scvortsova // International symposium on dams for a changing world. Kyoto, Япония. – 2012. – С. 261-264.
64. Костылев, В.С. Расчетноэкспериментальная методика определения динамических характеристик и уточнения математических моделей бетонных гидротехнических сооружений / В.С. Костылев, Д.В. Новицкий, Б.В. Цейтлин // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2019. – Т. 294. – С. 44-74.
65. Кузьменко, А.П. Динамические характеристики колебаний плотины Красноярской ГЭС / А. П. Кузьменко, В.С. Сабуров, А.П. Епифанов, Н.Г. Кузьмин // Гидротехническое строительство. – 2010. – №. 2. – С. 28-34.
66. Никифоров, А.А. Инженерно-сейсмометрические наблюдения на бетонной гравитационной плотине Бурейской ГЭС / А. А. Никифоров, Е.Я. Скоморовская, А.А. Храпков, М.Е. Харитонов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2005. – №. 6. – С. 9.
67. Ламкин, М.С. Определение критического значения коэффициента интенсивности напряжений для бетона / М.С. Ламкин, В.И. Лашенко // Изд. ВНИИГ. – 1972. – Т. 99.
68. Ламкин, М.С. Применение теории хрупкого разрушения Гриффитса-Ирвина к определению размеров температурных трещин в элементах бетонных конструкций / М.С.

- Ламкин, В.И. Пашенко, Л.П. Трапезников // Труды координационных совещаний по гидротехнике. – 1973. – № 82. – С. 68–73.
69. Ламкин, М.С. Напряженное состояние массивной бетонной плотины с учетом трещинообразования у низовой грани / М.С. Ламкин, Ш.Н. Плят, А.А. Храпков // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 1972. – Том 100.
70. Мальцов, К.А. Некоторые особенности массивного железобетона и их влияние на работу гидротехнических сооружений / К.А. Мальцов, А.Е. Минарски, Л.С. Расмагина // Труды координационных совещаний по гидротехнике. – 1970. – № 58. – С. 349–360.
71. Мальцов, К.А. Экспериментальное исследование характера работы бетона в условиях вынужденного деформирования / К.А. Мальцов, М.С. Ламкин, Л.А. Ширяева // Труды координационных совещаний по гидротехнике. – 1970. – № 58. – С. 266–272.
72. Трапезников Л.П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений / Л.П. Трапезников – М.: Энергоатомиздат, 1986.
73. Трапезников, Л.П. Модель разрушения бетона при растяжении и ее применение к анализу процессов температурного трещинообразования в бетонных плотинах / Л.П. Трапезников, А.П. Пак // Изв. ВНИИГ. – 1996. – № 232. – С. 230–257.
74. Пак, А.П. Определение границ зон предразрушения в бетоне на основе модели разрушения / А.П. Пак, Л.П. Трапезников, А.М. Юделевич // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике: “Расчетные предельные состояния бетонных и ж/б конструкций энергетических сооружений.” – СПб, 1991. – С. 322–326.
75. Pak, A.P., Trapeznikov L.P., Yudelevich A.M. Determination of Tensile Strength of RCC / A.P. Pak, L.P. Trapeznikov, A.M. Yudelevich // Proceedings. International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams. Beijing. China, 1991. – С. 234–240.
76. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона / Карпенко Н.И. – М.: Стройиздат, 1996.
77. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Карпенко Н.И. – М.: Стройиздат, 1976.
78. Карпенко, Н.И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А. Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. М.: НИИЖБ. – 1986. – С. 7-25.
79. Benin, A. Finite element simulation of a motorway bridge collapse using the concrete damage plasticity model / A. Benin, M. Guzijan-Dilber, L. Diachenko, A. Semenov // E3S Web of Conferences. – EDP Sciences, 2020. – Т. 157. – С. 06018.
80. Беляев, М.О. Локализация деформаций при четырехточечном изгибе армированной бетонной балки / М.О. Беляев, А.С. Семёнов // Неделя науки СПбПУ. – 2015. – С. 60-62.
81. Бенин, А.В. Методы идентификации упруго-пластических моделей бетона с учетом накопления повреждений / А.В. Бенин, А.С. Семенов, С.Г. Семенов, М.О. Беляев, В.С. Модестов // Инженерно-строительный журнал. – 2017. – № 8. – С. 279–297.
82. Федоров, И.В. Конечно-элементное моделирование процессов деформирования и разрушения при вытягивании арматурного стержня из бетонного блока/ И.В. Федоров, С.Г. Семенов, А.С. Семенов, А.В. Бенин // XXXIX Неделя науки СПбПУ. – Санкт-Петербург, 2010. – С. 81-82.
83. Федоров, И.В. Сравнительный анализ результатов конечно-элементного моделирования вытягивания арматуры из бетона с использованием различных моделей процесса

- разрушения связей сцепления блока/ И.В. Федоров, С.Г. Семенов, А.С. Семенов, А.В. Бенин // XXXIX Неделя науки СПбГПУ. – Санкт-Петербург, 2010. – С. 366-367.
84. Бенин, А.В. Конечно-элементное моделирование процессов неупругого деформирования и разрушения элементов железобетонных конструкций / А.В. Бенин, А.С. Семёнов А.С, С.Г. Семёнов, И.В. Фёдоров // Морские интеллектуальные технологии. – 2011. – №. S3. – С. 102-105.
 85. Толстиков, В.В. Математическое моделирование статической работы бетонных плотин с учетом нарушений сплошности и упруго-пластической работы материала: автореф дис. ... канд. тех. наук: 05.23.07 –/ Толстиков Виктор Васильевич. – М., 1994. – 19 с.
 86. Гинзбург, С.М. Математическая модель для оценки термической трещиностойкости бетонного массива в строительный период / С.М. Гинзбург, Ш.Н. Плят // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 1978. –№ 121. – С. 19–25.
 87. Гришин, М.М. Бетонные плотины (на скальных основаниях) / М.М. Гришин, Н.П. Розанов, Л.Д. Белый, П.И. Васильев, П.И. Гордиенко, В.Ф. Иванищев, В.Г. Орехов – М.: Стройиздат, 1975.
 88. Бирбраер, А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость / А.Н. Бирбраер – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.
 89. Omori, F. Seismic experiments on the fracturing and overturning of columns / F. Omori // Publications of the Earthquake Investigation Committee in foreign languages. – 1900. – №. 4. – С. 69-141.
 90. Барштейн, М.Ф. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия / М. Ф. Барштейн, Н.М. Бородачев, Л.Х. Блюмина. – М.: Стройиздат, 1981.
 91. Бирбраер, А.Н., Роледер А.Ю. Экстремальные воздействия на сооружения / А.Н. Бирбраер, А.Ю. Роледер. – СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. – 594 с.
 92. Завриев, К.С. Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость / К.С. Завриев. – Изд. Тифлисского политехн. института, 1928.
 93. Biot, M. Theory of vibration of buildings during earthquake / M. Biot // ZAMM- Journal of Applied Mathematics and Mechanics/Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. – 1934. – Т. 14. – №. 4. – С. 213-223.
 94. Уздин, А.М. Что скрывается за линейно-спектральной теорией сейсмостойкости? / А.М. Уздин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2009. – №. 2. – С. 18-22.
 95. Уздин, А.М. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А.М. Уздин, Т.А. Сандович, С.А. Аль-Насер-Мохомад. – СПб.: ВНИИГ. – 1993.
 96. Смирнова, Л.Н. Линейно-спектральная методика для протяжённых систем с пропорциональным демпфированием / Л.Н. Смирнова, А.М. Уздин, Н.А. Полоротова // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2020. – №. 1. – С. 5-10.
 97. Тяпин, А.Г. Некоторые соображения о нормах нового поколения. Часть I: общие положения и задание сейсмического воздействия. Часть II: определение сейсмических усилий в линейно-спектральном методе / А.Г. Тяпин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2019. – № 5. – С. 7-18.
 98. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов / К. Бате, Е. Вилсон. – М.: Стройиздат, 1982. – Т. 448. – С. 2.
 99. Clough, R.W. Dynamics of Structures, Second Edition / R.W. Clough, J. Penzien. – McGrawHill, Inc., ISBN 0-07-011394-7, 1993.

100. Wilson, E.L. Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. A physical approach with emphasis on earthquake engineering. Third edition / E.L. Wilson. – USA: Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, 2002. – 423 с.
101. Wolf, J.P. Soil-Structure-Interaction Analysis in Time Domain / J.P. – Wolf Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1988. – 447 с.
102. Geers, T. L. Doubly asymptotic approximations for transient motions of submerged structures / T. L. Geers // The Journal of the Acoustical Society of America. – 1978. – Т. 64. – №. 5. – С. 1500-1508.
103. Underwood, P.G. Doubly asymptotic boundary element analysis of nonlinear soil-structure interaction / P.G. Underwood, T.L. Geers // Innovative Numerical Analysis for the Applied Engineering Sciences. – 1980. – С. 413–422.
104. Underwood, P. Doubly asymptotic, boundary-element analysis of dynamic soil-structure interaction / P. Underwood, T. L. Geers // International journal of solids and structures. – 1981. – №. 7. – С. 687-697.
105. Wolf, J.P. Doubly asymptotic multi-directional transmitting boundary for dynamic unbounded medium-structure-interaction analysis / J. P. Wolf, C. Song // Earthquake engineering & structural dynamics. – 1995. – Т. 24. – №. 2. – С. 175-188.
106. Белостоцкий, А.М. Сравнение методов динамического расчета гидротехнических сооружений по заданным акселерограммам (с использованием программного комплекса ANSYS) / А.М. Белостоцкий, Д.С. Дмитриев // Природообустройство. – 2013. – №. 5.
107. Уздин, А.М. Учет бесконечности основания при расчете сейсмостойкости энергетических сооружений по МКЭ / А.М. Уздин, В.Ю. Титов // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 1981. – Т. 212. – С. 97-102.
108. Цейтлин, Б.В. Краевые условия на границе области основания при расчете колебаний гидротехнических сооружений / Б.В. Цейтлин, С.А. Ле-Захаров // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2020. – Том 295. – С. 78–89.
109. Цейтлин, Б.В. Методика и результаты расчетно-экспериментальной оценки динамического напряженного состояния оболочки водовода / Б.В. Цейтлин // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2018. – Т. 290. – С. 3-19.
110. Westergaard, H.M. Water pressures on dams during earthquakes / H.M. Westergaard // Trans. ASCE. – 1933. – Т. 95. – С. 418-433.
111. Бирбраер, А.Н. Расчет сейсмостойкости резервуаров с жидкостью, применяемых на АЭС / А.Н. Бирбраер, С.Г. Шульман // Изв. ВНИИГ им. Веденеева. – 1977. – Том 118. – С. 91–101.
112. Шульман, С.Г. Сейсмическое давление воды на гидротехнические сооружения / С.Г. Шульман. – Л.: Энергия, 1970. – 192 с.
113. Шульман, С.Г. Расчеты сейсмостойкости гидросооружений с учетом влияния водной среды / С.Г. Шульман. – Л.: Энергия, 1980. – 336 с.
114. Chopra, A. K. Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes / A. K. Chopra // Journal of the Engineering Mechanics Division. – 1967. – Т. 93. – №. 6. – С. 205-224.
115. Chakrabarti, P. Earthquake analysis of gravity dams including hydrodynamic interaction / P. Chakrabarti, A.K. Chopra // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 1973. – №. 2. – С. 143-160.

116. Скворцова, А.Е. Расчет сейсмических колебаний конструкций, взаимодействующих с жидкостью / А.Е. Скворцова, В.Н. Судакова, Б.В. Цейтлин // Научно-технические проблемы прогнозирования надёжности и долговечности конструкций и методы их решения: Труды 4-й Международной конференции. СПб.: Нестор. – 2001. – С. 274-277.
117. Шейнин, И.С. Колебания конструкций гидросооружений в жидкости / И.С. Шейнин. – Л.: Энергия, 1967. – 314 с.
118. Белостоцкий, А.М. Методика численного моделирования напряженно-деформированного состояния системы «основание – плотина – водохранилище» при сейсмических воздействиях / А.М. Белостоцкий, Д.С. Дмитриев, Тай Нанг Лыонг Нгуен // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. – 2016. – № 12. – С. 80–86.
119. Храпков, А.А. Методика учета пространственного характера распространения сейсмической волны и сжимаемости воды в водохранилище при обосновании сейсмостойкости бетонной плотины / А.А. Храпков, А.Д. Евстифеев, В.С. Костылев // Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии. – 2015. – С. 233-240.
120. Дерюгин, Г.К. Исследования колебаний бетонной гравитационной плотины Бурейской ГЭС при действии гидродинамических нагрузок на элементы сооружения и водобойные устройства / Г. К.Дерюгин, С.А. Ле-Захаров, Б.В. Цейтлин, Д.В. Щерба // Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии. – 2013.
121. Цейтлин, Б.В. Расчетно-экспериментальные исследования напряженного состояния оболочки водовода Усть-Илимской ГЭС. Часть 2. Расчетные исследования / Б.В. Цейтлин, Е.Ю. Витохин, И.В. Федоров // Девятая научно-техническая конференция «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии»: Тезисы докладов. – Санкт-Петербург, 2015. С. 98.
122. Цейтлин, Б.В. Расчетно-экспериментальные исследования напряженного состояния оболочки водовода Усть-Илимской ГЭС. Часть 2. Расчетные исследования / Б.В. Цейтлин, Е.Ю. Витохин, И.В. Федоров // Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии Доклады и выступления: электронный ресурс. – Санкт-Петербург, 2016. С. 187–205.
123. Chopra, A.K. Earthquake response of concrete gravity dams / A.K. Chopra // J. Engng Mech. Div., ASCE. – 1970. – № 96. – С. 443–454.
124. Chakrabarti, P. Hydrodynamic pressures and response of gravity dams to vertical earthquake component / P. Chakrabarti, A.K. Chopra // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 1972. – №. 4. – С. 325-335.
125. Chakrabarti, P. Hydrodynamic effects in earthquake response of gravity dams / P. Chakrabarti, A.K. Chopra // Journal of the Structural Division. – 1974. – Т. 100. – №. 6. – С. 1211-1224.
126. Chopra, A. K. Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam- water- foundation rock interaction / A.K. Chopra, P. Chakrabarti // Earthquake engineering & structural dynamics. – 1981. – №. 4. – С. 363-383.
127. Hall, J.F. Hydrodynamic effects in the dynamic response of concrete gravity dams / J.F. Hall, A.K. Chopra // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 1982. – №. 2. – С. 333-345.
128. Chopra, A.K. Hydrodynamic and foundation interaction effects in frequency response functions for concrete gravity dams / A.K. Chopra, S. Gupta // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 1982. – №. 1. – С. 89-106.
129. Fenves, G. Earthquake analysis of concrete gravity dams including reservoir bottom absorption and dam- water- foundation rock interaction / G. Fenves, A.K. Chopra // Earthquake engineering & structural dynamics. – 1984. – №. 5. – С. 663-680.

130. Tan, H. Earthquake analysis of arch dams including dam- water- foundation rock interaction / H. Tan, A.K. Chopra // *Earthquake engineering & structural dynamics*. – 1995. – №. 11. – С. 1453-1474.
131. Domínguez, J. Earthquake analysis of arch dams. II: Dam-water-foundation interaction / J. Domínguez, O. Maeso // *Journal of engineering mechanics*. – 1993. – Т. 119. – №. 3. – С. 513-530.
132. Sevim, B. Water length and height effects on the earthquake behavior of arch dam-reservoir-foundation systems / B. Sevim, A. C. Altunşşik, A. Bayraktar, M. Akköse, Y. Calayir // *KSCE Journal of Civil Engineering*. – 2011. – Т. 15. – №. 2. – С. 295-303.
133. Donea, J. An arbitrary Lagrangian-Eulerian finite element method for transient dynamic fluid-structure interactions / J. Donea, S. Giuliani, J.P. Halleux // *Computer methods in applied mechanics and engineering*. – 1982. – №. 1-3. – С. 689-723.
134. Liu, C. An Eulerian description of fluids containing visco-elastic particles / C. Liu, N. J. Walkington // *Archive for rational mechanics and analysis*. – 2001. – №. 3. – С. 229-252.
135. 144. Millan, M.A. The effects of reservoir geometry on the seismic response of gravity dams / M. A. Millan, Y.L. Young, J.H. Prevost // *Earthquake engineering & structural dynamics*. – 2007. – №. 11. – С. 1441-1459.
136. Bayraktar, A. Influence of base-rock characteristics on the stochastic dynamic response of dam-reservoir-foundation systems / A. Bayraktar, E. Hancer, M. Akköse // *Engineering Structures*. – 2005. – №. 10. – С. 1498-1508.
137. Bayraktar, A. Comparison of stochastic and deterministic dynamic responses of gravity dam-reservoir systems using fluid finite elements / A. Bayraktar, E. Hancer, A. A. Dumanoglu // *Finite Elements in Analysis and Design*. – 2005. – №. 14. – С. 1365-1376.
138. Wilson, E. L., Khalvati M. Finite elements for the dynamic analysis of fluid-solid systems // E.L. Wilson, M. Khalvati / *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. – 1983. – №. 11. – С. 1657-1668.
139. Goldgruber, M. Influence of damping and different interaction modelling on a high arch dam / M. Goldgruber, S. Shahriari, G. Zenz // *Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. – 2013. – №. 559.
140. Cheng, H.C. Using a simple model to investigate the effects of soil structure interaction / H.C. Cheng, Yi Hsu. Shang // *The sixteenth KKCNN symposium on civil engineering*. – Korea, 2003.
141. СП 296.1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия. – М., 2018.
142. Арленинов, П.Д. Современное состояние нелинейных расчетов железобетонных конструкций / П.Д. Арленинов, С.Б. Крылов // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. – 2017. – №. 3. – С. 50.
143. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М., 2012.
144. Федоров, И.В. Учет нелинейного поведения бетона в отечественной и зарубежной нормативных базах / И.В. Федоров // *Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева*. – 2019. – Том 292. – С. 39–47.
145. Федоров, И.В. Применение упругопластической модели бетона в расчетах железобетонных конструкций на примере задачи об изгибе балки / И.В. Федоров, С.А. Костыря, Ю.П. Федоренко // *Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева*. – 2020. – № 297. – С. 74–82.

146. Ртищев, А.Д. Условия определяющие сопротивление развитию трещин в бетоне / А.Д. Ртищев, В.С. Сулимов, Г.В. Бранцевич. – СПб.: Изд-во Политехн. Ун-та., 2013. – 206 с.
147. Evans, R. H. Microcracking and stress-strain curves for concrete in tension / R.H. Evans, M. S. Marathe // *Matériaux et Construction*. – 1968. – №. 1. – С. 61-64.
148. Баренблатт, Г.И. Математическая теория равновесных трещин, образующихся при хрупком разрушении / Г.И. Баренблатт // ПМТФ. – 1961. – №. 4. – С. 3.
149. Панасюк, В.В. Предельное равновесие хрупких тел с трещинами. / В.В. Панасюк. Киев: Наукова думка, 1968. – 247 с.
150. Hillerborg, A. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements / A. Hillerborg, M. Modéer, P.E. Petersson // *Cement and concrete research*. – 1976. – №. 6. – С. 773-781.
151. Peterson, P. Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials / P. Peterson. – Sweden: Lund Institute of Technology, 1981. – 174 p.
152. Ghaemmaghami, A. Large-scale testing on specific fracture energy determination of dam concrete / A. Ghaemmaghami, M. Ghaemian // *International Journal of Fracture*. – 2006. – № 141 – С. 247-254.
153. Орехов, В.Г. Механика разрушений инженерных сооружений и горных массивов / В.Г. Орехов, М.Г. Зерцалов. – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 330 с.
154. Литвинский, Г.Г. Аналитическая теория прочности горных пород и массивов / Г.Г. Литвинский. – Донецк: Норд-Пресс, 2008. – 207 с.
155. Carreira, D.J. Stress-strain relationship for reinforced concrete in tension / D. J. Carreira, K. H. Chu // *Journal Proceedings*. – 1986. – №. 83. – С. 21-28.
156. Chen, W.F. Constitutive equations for engineering materials Vol. 2 plasticity and modeling / W.F. Chen // *ELSEVIER*. – 1994. – С. 257-259.
157. Gerstle, K.H. Simple formulation of biaxial concrete behavior / K.H. Gerstle // *Journal Proceedings*. – 1981. – № 78. – С. 62-68.
158. Mander, J.B. Theoretical stress-strain model for confined concrete / J. B. Mander, M. J. N. Priestley, R. Park // *Journal of structural engineering*. – 1988. – Т. 114. – №. 8. – С. 1804-1826.
159. Palmquist, S.M. Postpeak strain-stress relationship for concrete in compression / S.M. Palmquist, D.C. Jansen // *Materials Journal*. – 2001. – Т. 98. – №. 3. – С. 213-219.
160. Koers, R.W.J. Use of modified standard 20-node isoparametric brick elements for representing stress/strain fields at a crack tip for elastic and perfectly plastic material / R.W. J. Koers // *International journal of fracture*. – 1989. – Т. 40. – №. 2. – С. 79-110.
161. Moës, N. A finite element method for crack growth without remeshing / N. Moës, J. Dolbow, T. Belytschko // *International journal for numerical methods in engineering*. – 1999. – Т. 46. – №. 1. – С. 131-150.
162. Sukumar, N. Extended finite element method for three- dimensional crack modelling / N. Sukumar, N. Moës, B. Moran, T. Belytschko, // *International journal for numerical methods in engineering*. – 2000. – Т. 48. – №. 11. – С. 1549-1570.
163. Bažant, Z.P. Concrete fracture models: testing and practice / Z.P. Bažant // *Engineering fracture mechanics*. – 2002. – Т. 69. – №. 2. – С. 165-205.
164. Bazant, Z.P. Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials / Z.P. Bazant, J. Planas – Boca Raton, FL: CRC Press, 1998.
165. Irwin, G. R. Encyclopedia of physics / G. R. Irwin // S. Flügge ed. – 1958. – Т. 6. – С. 551.
166. Guinea, G.V. Correlation between the softening and the size effect curves / G.V. Guinea // *Size effect in concrete structures*. – 1993. – С. 233-244.

167. Guinea, G.V. A general bilinear fit for the softening curve of concrete / G.V. Guinea, J. Planas, M. Elices // *Materials and structures*. – 1994. – Т. 27. – №. 2. – С. 99-105.
168. Guinea, G.V. Stress intensity factor, compliance and CMOD for a general three-point-bend beam / G.V. Guinea, J.Y. Pastor, J. Planas, M. Elices // *International Journal of Fracture*. – 1998. – Т. 89. – №. 2. – С. 103-116.
169. Wittmann, F. H. Fracture energy and strain softening of concrete as determined by means of compact tension specimens / F.H. Wittmann, K. Rokugo, E. Brühwiler, H. Mihashi, P. Simonin // *Materials and Structures*. – 1988. – Т. 21. – №. 1. – С. 21-32.
170. Rots, J.G. Crack models for concrete, discrete or smeared? Fixed, multi-directional or rotating? / J.G. Rots, J. Blaauwendraad // *HERON*. – 1989. – № 34 (1).
171. Lee, J. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures / J. Lee, G. L. Fenves // *Journal of engineering mechanics*. – 1998. – Т. 124. – №. 8. – С. 892-900.
172. Voyiadjis, G.Z. Anisotropic damage-plasticity model for concrete / G.Z. Voyiadjis, Z.N. Taqieddin, P.I. Kattan // *International journal of plasticity*. – 2008. – Т. 24. – №. 10. – С. 1946-1965.
173. Nechnech, W. An elasto-plastic damage model for plain concrete subjected to high temperatures / W. Nechnech, F. Meftah, J. M. Reynouard // *Engineering structures*. – 2002. – Т. 24. – №. 5. – С. 597-611.
174. Lubliner, J. A plastic-damage model for concrete / J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. Oñate // *International Journal of solids and structures*. – 1989. – Т. 25. – №. 3. – С. 299-326.
175. Grassl, P. Damage-plastic model for concrete failure / P. Grassl, M. Jirásek // *International journal of solids and structures*. – 2006. – Т. 43. – №. 22-23. – С. 7166-7196.
176. Jankowiak, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model / T. Jankowiak, T. Lodygowski // *Foundations of civil and environmental engineering*. – 2005. – Т. 6. – №. 1. – С. 53-69.
177. Genikomsou, A.S. Damaged plasticity modelling of concrete in finite element analysis of reinforced concrete slabs / A.S. Genikomsou, M.A. Polak // *9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures University of California*. – 2016. – С. 22-25.
178. Kmiecik, P. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration / P. Kmiecik, M. Kamiński // *Archives of civil and mechanical engineering*. – 2011. – Т. 11. – №. 3. – С. 623-636.
179. Федоров, И.В. Исследование динамического поведения железобетонных конструкций при аварийных воздействиях с использованием упругопластической модели // *Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений*. – 2020. – № 1 (44). – С. 26–29.
180. Федоров, И.В. Моделирование нелинейного поведения железобетонной оболочки резервуара хранения СПГ // *XI научно-техническая конференция «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии»: Тезисы докладов*. – Санкт-Петербург, 2017. С. 254.
181. Sarkar, R. Influence of reservoir and foundation on the nonlinear dynamic response of concrete gravity dams / R. Sarkar, D.K. Paul, L. Stempniewski // *ISET Journal of Earthquake technology*. – 2007. – Т. 44. – №. 2. – С. 377-389.
182. Zhang, B. Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer / B. Zhang, J.G. Wang, R. Shi // *Computers and Geotechnics*. – 2004. – Т. 31. – №. 7. – С. 559-573.

183. Mirzabozorg, H. Non-linear behavior of mass concrete in three-dimensional problems using a smeared crack approach / H. Mirzabozorg, M. Ghaemian // *Earthquake engineering & structural dynamics*. – 2005. – Т. 34. – №. 3. – С. 247-269.
184. El-Aidi, B. Non-linear earthquake response of concrete gravity dams part 1: modelling / B. El-Aidi, J.F. Hall // *Earthquake engineering & structural dynamics*. – 1989. – Т. 18. – №. 6. – С. 837-851.
185. Omidi O., Lotfi V. Numerical analysis of cyclically loaded concrete under large tensile strains by the plastic-damage model / O. Omidi, V. Lotfi // *Civil Engineering*. – 2010. – № 3(17). – С. 194–208.
186. Федоров, И.В. Моделирование гравитационной плотины при действии сейсмической нагрузки с использованием упругопластической модели повреждаемости бетона // *Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева*. – 2020. – Том 295. – С. 21–30
187. Федоров, И.В. Учет неупругих деформаций бетона при расчете плотин сейсмические воздействия / И.В. Федоров, Б.В. Цейтлин // *Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений*. 2014. № 4. – С. 27–28.
188. Sommerfeld, A. Die Greensche Funktion der Schwingungsgleichung | A. Sommerfeld // *Jahresbericht der Deutschen Mathematiker-Vereinigung*. – 1912. – № 21. – С. 309-353.
189. Sharan, S.K. Time-domain analysis of infinite fluid vibration / S.K. Sharan // *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. – 1987. – Т. 24. – №. 5. – С. 945-958.
190. Zienkiewicz, O.C. Fluid-structure dynamic interaction and wave forces. An introduction to numerical treatment / O.C. Zienkiewicz, P. Bettess // *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. – 1978. – Т. 13. – №. 1. – С. 1-16.
191. Saini, S.S. Coupled hydrodynamic response of concrete gravity dams using finite and infinite elements / S.S. Saini, P. Bettess, O.C. Zienkiewicz // *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. – 1978. – Т. 6. – №. 4. – С. 363-374.
192. Calayir, Y. Static and dynamic analysis of fluid and fluid-structure systems by the Lagrangian method / Y. Calayir, A. A. Dumanoğlu // *Computers & structures*. – 1993. – Т. 49. – №. 4. – С. 625-632.
193. Parrinello, F. Lagrangian finite element modelling of dam–fluid interaction: Accurate absorbing boundary conditions / F. Parrinello, G. Borino // *Computers & structures*. – 2007. – Т. 85. – №. 11-14. – С. 932-943.
194. Воронков. О.К. Оценка значений динамического модуля упругости мерзлых и талых грунтов применительно к условиям сильных землетрясений / О.К. Воронков // *Криосфера Земли*. – 2002. – Т. 6. – №. 4. – С. 70.
195. СП 351.1325800.2017 Бетонные и железобетонные конструкции из легких бетонов. Правила проектирования. – М., 2017.
196. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. – 2005
197. CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Thomas Telford Services Ltd., 1993.
198. CEB-FIP Model Code 2010, Design Code, Thomas Telford Services Ltd., 2012.
199. Abaqus Analysis User's Manual. Abaqus, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.
200. Fernández-Canteli, A. Determining fracture energy parameters of concrete from the modified compact tension test / A. Fernández-Canteli, L. Castañón, B. Nieto, M. Lozano, T. Holušová, S. Seitl, // *Frattura ed Integrità Strutturale*. – 2014. – Т. 8. – №. 30. – С. 383-393.

201. Häussler-Combe, U. Formulation and numerical implementation of a constitutive law for concrete with strain-based damage and plasticity / U. Häussler-Combe, J. Hartig // *International Journal of Non-Linear Mechanics*. – 2008. – Т. 43. – №. 5. – С. 399-415.
202. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. – М., 1986.
203. СП 88.13330.2014 Защитные сооружения гражданской обороны. Актуализированная редакция СНиП II-11-77. – М., 2014.
204. Руководство по проектированию и расчету защитных сооружений гражданской обороны. – М.: Центральный научно-исследовательский и проектноэкспериментальный институт промышленных зданий и сооружений (ОАО «ЦНИИпромзданий»), 2004.
205. Юркевич, Б.Н. Первая российская ГЭС XXI века / Б.Н. Юркевич, А.В. Васильев, А.Д. Стоцкий, А.Ф. Платонов // *Гидротехническое строительство*. – 2004. – № 1. – С. 2–8.
206. Савич, А.И. Исследование упругих и деформационных свойств горных пород сейсмоакустическими методами / А.И. Савич, З.Г. Яценко. – М.: Недра. 1979.
207. Каган, А.А. Районирование скального массива района основных сооружений Бурейской ГЭС / А.А. Каган, А.В. Тягунов // *Материалы конф. и совещ. по гидротехнике. Проектирование и исследование скальных оснований гидротехнических сооружений*. – 1984. – С. 68–71.
208. Храпков, А.А. Опыт эксплуатации и перспективы развития автоматизированной системы сейсмометрического контроля на Бурейской ГЭС / А.А. Храпков, А.Ю. Егоров, Д.Н. Злобин, А.А. Никифоров, Е.Я. Скоморовская, М.Е. Харитонов // *Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева*. – 2010. – Т. 257. – С. 36-45.
209. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85. – М., 2011.
210. Райзер, В.Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций / В.Д. Райзер. – М.; Стройиздат, 1995.
211. СП 23.13330.2011 Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85. – М., 2011.

Приложение А

Справка о внедрении разработок диссертанта



Филиал ПАО «РусГидро»-
«Бурейская ГЭС»

а/я 52, пгт. Талакан, Бурейский р-н,
Амурская область, Российская Федерация, 676730

т.: 8 (800) 333 8000 / +7 (495) 122 0555

т.: +7 (41634) 28333

ф.: +7 (41634) 28499

burgess@rushydro.ru

www.rushydro.ru

от 18.09.2020 № 1716

на № _____ от _____

О предоставлении информации

В диссертационный совет Д 999.187.02

при АО "ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева"

195220, С.-Петербург, Гжатская ул., 21

СПРАВКА

Настоящая справка дана научному сотруднику АО "ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева" Федорову Илье Владиславовичу в том, что результаты исследований, выполненных в его диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук на тему "Методика моделирования бетонных гидротехнических сооружений с учетом нелинейного деформирования при сейсмических воздействиях" были использованы при проведении расчетных исследований по оценке состояния бетонной плотины Бурейской ГЭС на р. Бурее ПАО "РусГидро", осуществлявшихся АО "ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева".

Разработанная автором диссертации методика позволила определить параметры НДС бетонной плотины и провести оценку ее прочности и устойчивости на сдвиг при действии особого сочетания нагрузок, включающих сейсмические воздействия. Также автором были выполнены исследования влияния на расчетные значения параметров НДС бетонной плотины учета сжимаемости жидкости и демпфирующих свойств наносов на дне водохранилища.

Первый заместитель директора –
главный инженер,
исполняющий обязанности директора

А.В. Попов