Федеральное государственное бюджетное учреждение науки ИНСТИТУТ ПРОБЛЕМ БЕЗОПАСНОГО РАЗВИТИЯ АТОМНОЙ ЭНЕРГЕТИКИ РОССИЙСКОЙ АКАДЕМИИ НАУК (ИБРАЭ РАН)

На правах рукописи

Migy -

СКОРИКОВА МАРИЯ ИГОРЕВНА

ВЛИЯНИЕ РЕОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНА И ВОЗДЕЙСТВИЕ НЕРАВНОМЕРНОЙ НАГРУЗКИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЗАЩИТНОЙ ОБОЛОЧКИ АЭС

05.14.03 – Ядерные энергетические установки, включая проектирование, эксплуатацию и вывод из эксплуатации

ДИССЕРТАЦИЯ на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель: д.ф.-м.н. В.Ф. Стрижов

Москва – 2022

ОГЛАВЛЕНИЕ

Be	ведени	e		4		
1	1 Анализ состояния вопроса. Постановка цели и задач исследования					
	1.1	Защитная оболочка	а как элемент системы безопасности АЭС. Общие сведения о			
	конст	уктивных решения	ях защитных оболочек АЭС	9		
	1.2	Нагрузки и воздейс	ствия на защитную оболочку во время эксплуатации	14		
	1.3	Реологические сво	йства бетона	16		
	1.4	Цель и задачи иссл	тедования	24		
2	Исс	педование влияния	реологических характеристик бетона на напряженно-			
де	форм	рованное состояни	не защитной оболочки АЭС	25		
	2.1	Расчёт по определе	ению влияния усадки и ползучести бетона	25		
	2.1.	Деформации уса	адки бетона	25		
	2.1.	2 Деформации и н	напряжения в арматуре и бетоне от усадки бетона			
	2.1.	3 Деформации по	олзучести бетона			
	2.1.	4 Деформации и н	напряжения в арматуре и бетоне от ползучести бетона	30		
	2.2	Анализ эксперимен	нтальных результатов испытаний бетона на усадку и ползучес	ть 31		
	2.2.	Изготовление о	бразцов бетона	31		
	2.2.	2 Методика выпо.	олнения экспериментов	32		
	2.2.	В Анализ результа	атов испытаний	35		
	2.2.	4 Обобщение резу	ультатов испытаний бетона на усадку и ползучесть	36		
	2.3	Анализ результато	в натурных наблюдений за изменением напряженно-			
	дефор	мированного состо	яния защитных оболочек АЭС по показаниям датчиков контр	ольно-		
	измер	ительной аппаратур	ры	44		
	2.3.	Размещение дат	гчиков КИА в защитной оболочки АЭС	44		
	2.3.	2 Определение ус	садки бетона по результатам натурных наблюдений	45		
	2.3.	3 Определение по	олзучести бетона по результатам натурных наблюдений	53		
	2.4	Сравнение экспери	иментальных результатов испытаний бетона на усадку с даннь	ыми		
	натур	ных наблюдений и	расчетными значениями	56		
	2.5	Выводы по главе 2	2	57		
3	Раз	аботка детальных ч	численных моделей защитной оболочки АЭС и выполнение			
pa	счетн	ого анализа напряж	енно-деформированного состояния с учетом влияния реологи	ческих		
xa	ракте	оистик бетона и воз	здействия неравномерно распределенных нагрузок внутри сече	ения		
ст	енки с	ооружения		59		
	3.1	Алгоритмы и мето;	ды расчета. Краткое описание программного средства	59		

Введение

Актуальность работы

Атомная энергетика является одной из динамично развивающихся отраслей, обеспечивающих энергонезависимость Российской Федерации. После введения в эксплуатацию новых энергоблоков (1—4 энергоблоки Ростовской АЭС, 3 и 4 Калининской АЭС, 1 и 2 энергоблоки второй очереди Ленинградской АЭС, 1 и 2 энергоблоки второй очереди Иововоронежской АЭС) доля выработки электроэнергии на атомных электростанциях составляет около 20 %.

Стратегической задачей одного из лидеров мировой атомной промышленности Госкорпорации «Росатом» является стабильное снабжение страны производимой на АЭС электроэнергией. При этом большое внимание уделяется вопросам безопасной эксплуатации атомных электростанций и экологической безопасности.

Важным элементом в системе безопасности АЭС являются железобетонные предварительно напряженные защитные оболочки (ЗО), обеспечивающие нераспространение радиоактивных элементов в окружающую среду, относящиеся к пассивной системе защиты, поскольку в случае возникновения проектной аварии для включения в работу они не требуют наличия энергоснабжения или каких-либо действий обслуживающего персонала.

Однако для того, чтобы в случае возникновения проектной аварии защитная оболочка гарантированно выполнила свои локализующие функции, ее техническое состояние должно соответствовать проектным критериям по прочности и надежности.

Эксплуатационная пригодность предварительно напряженной железобетонной защитной оболочки АЭС определяется, главным образом, уровнем ее преднапряжения, работоспособностью системы преднапряжения защитной оболочки (СПЗО) и напряженнодеформированным состоянием (НДС) строительных конструкций.

Одним из критериев эксплуатационной пригодности защитной оболочки АЭС на протяжении всего срока службы (возведение, проектный и запроектный срок, вывод из эксплуатации) является величина усилия натяжения арматурных канатов, которая снижается в процессе эксплуатации вследствие проявления реологических характеристик применяемых материалов. Для обеспечения минимально допустимого уровня натяжения арматурных канатов в период эксплуатации производится замена отдельных арматурных канатов СПН-1000 на арматурные пучки СПЗО-М. После монтажа пучка СПЗО-М осуществляется инъектирование каналообразователя цементным раствором под давлением. Давление инъекционного раствора может привести к образованию трещин в бетоне вблизи каналообразователей. Кроме того, раствор может проникнуть в соседний канал, в результате чего система преднапряжения защитных оболочек станет неремонтопригодной. Для оценки возможного негативного последствия при замене арматурных канатов СПН-1000 на арматурные пучки СПЗО-М возникла необходимость создания расчетной методики и модели, способных выполнять многофакторный анализ напряженно-деформированного состояния стенки защитной оболочки при значительных нагрузках внутри ее сечения.

Для обслуживания реактора в процессе его работы и необходимых плановых ремонтов внутри защитной оболочки устанавливается кран кругового действия, который опирается непосредственно на стенки оболочки и также является одним из факторов, вызывающих неравномерность напряженно-деформированного состояния.

В этой связи основной задачей оценки безопасной эксплуатации защитной оболочки АЭС является определение её напряженно-деформированного состояния и прогнозирование возможности дальнейшей эксплуатации на основе анализа изменения свойств материалов, произошедшего в процессе возведения и эксплуатации защитной оболочки.

Данная работа посвящена актуальной проблеме расчета напряженно-деформированного состояния, обоснования прочности и безопасности железобетонных предварительнонапряженных защитных оболочек АЭС.

На основе большого объема эмпирических данных анализируется влияние реологических характеристик бетона и неравномерное распределение нагрузок по сечению стенки сооружения на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки. Полученные в работе данные, модели и результаты могут быть использованы для расчетного прогнозирования безопасности эксплуатации защитных оболочек АЭС и для анализа эксплуатационной пригодности других сооружений из предварительно напряженного железобетона.

Цель диссертационной работы

Целью работы является исследование влияния реологических характеристик бетона и воздействия неравномерной нагрузки на изменение напряженно-деформированного состояния и безопасность эксплуатации защитной оболочки атомной электростанции.

Достижение поставленной цели предполагает решение следующих задач:

- Исследование влияния реологических характеристик бетона и экзотермии на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки АЭС на основе сравнительного анализа данных испытаний бетона на усадку и ползучесть, натурных наблюдений, расчета деформаций и напряжений в арматуре и бетоне от усадки и ползучести бетона;
- Разработка детальных численных моделей защитной оболочки АЭС и выполнение
 с их помощью расчетного анализа напряженно-деформированного состояния с

5

учетом влияния реологических характеристик бетона и воздействия неравномерно распределенных нагрузок внутри сечения стенки сооружения;

 Разработка рекомендаций по учету реологических свойств бетона при оценке изменения НДС защитных оболочек АЭС и снижению трещинообразования в оболочках от нагрузок, действующих внутри сечения стенки.

Научная новизна работы

Научная новизна состоит в том, что впервые применительно к конкретной конструкции защитной оболочки выполнен всесторонний анализ влияния усадки и ползучести бетона на напряженно-деформированное состояние на основе результатов расчета, экспериментальных данных и результатов натурных наблюдений. Ранее вопросу влияния усадки и ползучести бетона на напряженно-деформированное состояние строительных конструкций уделялось большое внимание многими авторами, однако расчетные зависимости строились, главным образом, на результатах лабораторных исследований.

На основе детального расчетного анализа и результатов натурных наблюдений определены причины трещинообразования внутри стенки защитной оболочки.

Практическая значимость

Результаты исследований влияния усадки и ползучести бетона на напряженнодеформированное состояние защитных оболочек АЭС использованы для верификации расчетных моделей ЗО и программных средств, применяемых для расчета защитных оболочек АЭС. Получены расчетные данные об изменении усилий в канатах СПЗО с увеличением времени эксплуатации вследствие проявления реологических свойств бетона, что позволяет прогнозировать достаточность обжатия защитной оболочки и безопасность конструкции на всех стадиях жизненного цикла.

Для действующих, строящихся и проектируемых защитных оболочек АЭС на основе современных численных методов (конечных элементов и суперэлементов) разработаны расчетные модели, способные выполнять многофакторный анализ НДС стенки защитной оболочки при воздействии нормальных и аварийных нагрузок с целью снижения трещинообразования в бетоне при испытаниях и эксплуатации полярного крана, при инъектировании каналообразователей и преднапряжении (натяжении арматурных канатов).

Положения, выносимые на защиту

Результаты обобщения комплексных исследований физико-механических и реологических характеристик бетона при кратковременных и длительных нагрузках.

Разработанные детальные численные модели защитной оболочки АЭС с учетом реологических свойств бетона, позволяющие получить подробную картину напряженнодеформированного состояния конструкции при воздействии эксплуатационных и аварийных нагрузок.

Результаты расчетов напряженно-деформированного состояния защитной оболочки с учетом ползучести бетона, на действие нагрузок полярного крана (собственного веса, воздействия при испытаниях и монтаже корпуса реактора) и локальных нагрузок внутри сечения стенки защитной оболочки при воздействии давления инъекционного раствора.

Рекомендации по учету реологических свойств бетона при оценке изменения напряженно-деформированного состояния защитных оболочек АЭС и снижению трещинообразования в оболочках от нагрузок, действующих внутри сечения стенки.

Достоверность и обоснованность результатов работы

Достоверность и обоснованность результатов работы подтверждается сравнением результатов расчетов с решениями других авторов, представленными в открытых источниках, и данными экспериментальных исследований и натурных наблюдений на реальных сооружениях.

Личный вклад автора

Все результаты работы, выносимые на защиту диссертации, получены автором лично, либо при его непосредственном участии, а именно:

- Постановка задач исследований, анализ литературы и обобщение результатов исследований других авторов;
- Проведение расчетов по определению влияния усадки и ползучести бетона на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки АЭС;
- Всесторонний анализ реологических характеристик бетона на основе проведенных расчетов, результатов экспериментов и данных натурных наблюдений;
- Непосредственное участие в разработке расчетных моделей, расчетах НДС ЗО с учетом влияния реологических свойств бетона, при воздействии неравномерно распределенных нагрузок и оценке их влияния на эксплуатационные качества защитной оболочки, анализе и обработке результатов;
- Разработка рекомендаций по учету реологических свойств бетона при оценке изменения НДС защитных оболочек АЭС и снижению трещинообразования в оболочках от нагрузок, действующих внутри сечения стенки.

Апробация работы

Результаты диссертации докладывались и обсуждались на следующих российских и международных конференциях:

- Школа молодых ученых ИБРАЭ РАН в 2018, 2019 гг. (г. Москва, Россия);
- 11-я Международная научно-техническая конференция «Безопасность, эффективность и экономика атомной энергетики» МНТК-2018 в 2018 г. (г. Москва, Россия);
- XIV, XV Международная научно-практическая конференция «Безопасность ядерной энергетики» в 2018, 2019 гг. (г. Волгодонск, Россия);
- 63-я Всероссийская научная конференция МФТИ в 2020 г. (г. Москва, Россия).

Публикации. По теме диссертации опубликовано 11 научных работ, в том числе 5 статей в журналах из перечня ВАК Минобрнауки России, сделано 6 докладов на конференциях.

Структура и объем работы

Диссертация состоит из введения, 3 глав, общих выводов и рекомендаций, списка литературы из 192 библиографических ссылок. Общий объём работы составляет 120 страниц основного текста, включая 7 таблиц и 60 рисунков.

1 Анализ состояния вопроса. Постановка цели и задач исследования

1.1 Защитная оболочка как элемент системы безопасности АЭС. Общие сведения о конструктивных решениях защитных оболочек АЭС

Защитная оболочка реакторного отделения АЭС – это ограждающая конструкция, относящаяся к локализующим системам пассивной защиты, внутри которой расположена реакторная установка, полярный кран, машина перегрузки топлива и оборудование первого контура. Оболочка является крайним барьером безопасности, препятствующим распространение в окружающую среду радиоактивных веществ в аварийных условиях.

Основные габаритные размеры оболочек диктуются компоновкой размещаемого в ней технологического оборудования и допустимым внутренним давлением [55, 137]. Толщину ограждающих конструкций выбирают с учетом требований биологической защиты и принимают для покрытия 0,7—1,2 м, для стен 1,2—1,5 м. Диаметр оболочек колеблется в пределах 25—50 м, высота 35—70 м [54].

Под куполом защитной оболочки устанавливается кран кругового действия, обслуживающий реактор на стадии сооружения и в процессе эксплуатации [91, 114, 115].

В стенах оболочки выполняется большое количество отверстий и проходок, предназначенных для обслуживания реактора, вывода технологических трубопроводов, управляющих и контролирующих систем. Размеры их различные, например, электрические проходки имеют диаметр от 150 до 250 мм, трубопроводы от 500 до 800 мм, герметичные шлюзы диаметром 4,0 м и более для подачи оборудования и прохода в оболочку.

В мировой практике энергетического строительства защитные оболочки АЭС сооружаются двух типов: одинарные и двойные с контролируемым зазором между наружной и внутренней оболочками.

Одинарные оболочки представляют собой основной пассивный элемент контура герметизации и выполняются, как правило, в виде железобетонных конструкций с герметизирующей облицовкой из стального листа. Одинарные оболочки рассчитываются на восприятие внутренних усилий, возникающих при аварийных ситуациях. Кроме того, одинарные оболочки воспринимают внешние экстремальные воздействия.

Основными примерами конструктивных решений одинарных защитных оболочек являются следующие: комбинированные конструкции из железобетона и стали, конструкции из железобетона, частично предварительно напряженные железобетонные конструкции и полностью предварительно напряженные железобетонные конструкции [101, 154, 167, 169].

В нашей стране первая полностью предварительно напряженная железобетонная оболочка сооружена на пятом энергоблоке Нововоронежской АЭС (рисунок 1.1.1).

9



Рисунок 1.1.1 – Общий вид защитной оболочки энергоблока № 5 Нововоронежской АЭС

Двойные оболочки состоят из внутренней строительной конструкции, которая рассчитывается на восприятие аварийных усилий, и внешней, рассчитываемой на внешние экстремальные воздействия. Внутренняя оболочка выполняется из металла либо из предварительно напряженного монолитного железобетона с одинарной газоплотной металлической облицовкой [99]. Внешняя оболочка выполняется из обычного железобетона [56, 100, 102, 179].

В нашей стране двойная защитная оболочка впервые применена на энергоблоке №1 Нововоронежской АЭС-2, которая введена в эксплуатацию 27.02.2017 (рисунок 1.1.2).



Рисунок 1.1.2 – Строительство двойной защитной оболочки энергоблока №1 Нововоронежской АЭС-2

Для создания предварительного напряжения в стенах и куполе оболочки в различных вариантах исполнения используется одна или несколько групп арматурных канатов, заанкерованных под днищем оболочки, на верхнем кольцевом карнизе или внешних вертикальных пилястрах. Конфигурация защитных оболочек и схемы расположения арматурных канатов в них взаимосвязаны. При использовании ортогонального расположения арматуры в цилиндрической части оболочки для анкеровки арматурных канатов необходимы вертикальные пилястры и кольцевой карниз (в случае пологого купола). Геликоидальное расположение напрягаемой арматуры исключает необходимость устройства пилястр, но требует сохранить кольцевой карниз при пологом куполе [75, 89, 95].

На рисунке 1.1.3 представлен момент монтажа укрупненного блока цилиндрической части защитной оболочки АЭС с ВВЭР-1000. На рисунке хорошо прослеживаются траектории каналообразователей, располагаемых по геликоидальной схеме [103].



Рисунок 1.1.3 – Монтаж укрупненного блока цилиндрической части защитной оболочки АЭС с ВВЭР-1000

При использовании геликоидальной схемы, арматурные канаты расположены в цилиндре по винтовой линии с углом наклона ее проекции к вертикали $\alpha = 54^{\circ}46'$ в двух направлениях. Шаг напрягаемых канатов в направлении, перпендикулярном оси арматурного элемента, составляет t = 0,865 м для каждого направления. Расстояние между парами взаимно пересекающихся арматурных элементов в меридиональном и кольцевом направлении, соответственно, равно:

$$T_1 = t/\sin\alpha = 1,06$$
 м, $T_2 = t/\cos\alpha = 1,5$ м.

Напряженное состояние цилиндрической части оболочки в местах нормального расположения сетки арматурных канатов имеет однородный характер и может быть определено по зависимостям:

$$N_m = \frac{P_a \cdot n}{t} \cdot \cos^2 \alpha \qquad \qquad N_k = \frac{P_a \cdot n}{t} \cdot \sin^2 \alpha$$

где N_m — усилия в меридиональном направлении оболочки, вызванные преднапряжением арматурных канатов; N_k — усилия в кольцевом направлении оболочки, вызванные преднапряжением арматурных канатов; P_a — усилие в арматурном канате, $P_a=1000$ т; n — число расчетных слоев арматуры, n = 2.

При указанных значениях усилия в меридиональном направлении $N_m = -770$ т на погонный метр оболочки, а в кольцевом — $N_k = -1543$ т.

В купольной части оболочки напрягаемые арматурные канаты расположены в двух взаимно пересекающихся направлениях. Анкеровка канатов осуществляется на опорном кольце сопряжения цилиндрической и купольной частей оболочки.

Помимо напрягаемой арматуры в стенках цилиндра и купола оболочки располагается рядовая ненапрягаемая арматура, и внутренняя поверхность оболочки полностью облицована стальными листами толщиной 8 мм [111].

Изменения параметров среды внутри защитной оболочки в аварийных условиях находятся в прямой зависимости от объема оболочки, количества высвободившейся энергии и способа ее поглощения. Значение максимума давления и закон изменения его во времени существенно зависят от объема оболочки и способа поглощения энергии.

В зависимости от способа восприятия избыточного внутреннего давления защитные оболочки делятся на оболочки сниженного и полного давления. В оболочках сниженного давления наиболее распространены следующие способы снижения давления: конденсация пара с помощью льда, впрыск воды в оболочку с помощью специальных систем, барботаж пара через бассейн с водой.

При нормальной работе реактора в оболочке полного давления поддерживается давление чуть ниже атмосферного. В случае возникновения максимально опасной возможной аварии в зависимости от расчетных параметров оболочка должна выдерживать давление порядка 0,3—0,5 МПа и температуру около 130—140 °C.

Оболочки полного давления чаще всего выполняют в виде конструкции из железобетона или предварительно напряженного железобетона. Преимущество оболочек из предварительно напряженного железобетона заключается в том, что предварительное напряжение обусловливает способность самостоятельного закрытия трещин. У современной оболочки полного давления удается снизить скорость утечки до 0,1—0,5% в сутки при расчетном давлении. Для оболочек из железобетона и предварительно напряженного железобетона герметичность достигается с помощью устройства внутренней стальной облицовки.

Железобетонная преднапряженная защитная оболочка АЭС по своим эксплуатационным свойствам должна обеспечивать стабильную работу на всем протяжении эксплуатации энергоблока [22, 23, 57, 59, 76, 85, 117, 118, 141]. Срок службы защитной оболочки зависит от удовлетворения требованиям по безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности. В методике по оценке технического состояния и срока службы защитных оболочек атомных электростанций с ВВЭР-1000 [129] сформулированы основные факторы, определяющие техническое состояние и срок службы защитной оболочки:

– для удовлетворения требованиям по безопасности конструкция должна иметь такие начальные характеристики, чтобы с надлежащей степенью надежности при различных расчетных воздействиях в процессе строительства и эксплуатации сооружения были исключены разрушения любого характера или нарушения эксплуатационной пригодности, связанные с причинением вреда жизни или здоровью граждан, имуществу и окружающей среде;

– чтобы соответствовать предъявленным требованиям по эксплуатационной пригодности ЗО должна иметь такие начальные характеристики, чтобы с надлежащей степенью надежности при различных расчетных воздействиях не происходило образование или чрезмерное раскрытие трещин, а также не возникали чрезмерные перемещения, колебания и другие повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию. Конструкция должны иметь характеристики, обеспечивающие требования по биологической защите;

– для удовлетворения требованиям долговечности конструкция ЗО должна иметь такие начальные характеристики, чтобы в течение установленного длительного времени она удовлетворяла бы требованиям по безопасности и эксплуатационной пригодности с учетом влияния на геометрические характеристики конструкций и механические характеристики материалов различных расчетных воздействий (длительное действие нагрузки, неблагоприятные климатические, технологические, температурные и влажностные воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и др.);

 бетону, как материалу свойственно реологическое поведение, то есть постоянное изменение во времени физических и химических характеристик, что приводит к постоянному перераспределению усилий между элементами сооружения;

 функциональная пригодность оболочки зависит от уровня обжатия бетона, что, в свою очередь, зависит от реологических свойств высокопрочной проволоки арматурных канатов и бетона.

13

1.2 Нагрузки и воздействия на защитную оболочку во время эксплуатации

Защитная оболочка служит для локализации возможных технологических аварий, для создания нормальных условий эксплуатации реактора, защищая его от воздействия окружающей среды (климатические воздействия), а также от внешних воздействий деятельности человека (ударная волна, падение самолета, и т.д.) [80]. Подробно расчетные сочетания нагрузок, принимаемые при проектировании защитных оболочек АЭС, приведены в ведомственных строительных нормах [52, 107, 108, 119, 120].

Нагрузки и воздействия на строительные конструкции преднапряженных железобетонных защитных оболочек принимаются в соответствии с [144], а также техническим заданием на проектирование. Дополнительно следует учитывать особые воздействия в соответствии с [119] как для конструкции I категории по условиям ответственности за радиационную и ядерную безопасность.

В процессе эксплуатации защитной оболочки напряженно-деформированное состояние обусловлено влиянием следующих основных факторов:

- собственный вес конструкции,

- нагрузка от предварительно напряженных арматурных канатов,

- воздействие эксплуатационной температуры,

– наличие конструктивных особенностей сооружения (различные траектории арматурных канатов, фактическое количество арматурных канатов, наличие утолщений в зоне отверстий большого диметра и пр.) [20, 73, 98].

Нагрузка от собственного веса конструкции формируется во время строительства и зависит от ее геометрических параметров и плотности применяемых материалов. Во время эксплуатации влияние собственного веса конструкции на напряженно-деформированное состояние практически не изменяется.

Нагрузка от предварительного напряжения арматурных канатов формируется, главным образом, в период обжатия защитной оболочки. Она зависит от усилий, действующих по длине каждого арматурного каната.

Усилия по длине каната в период обжатия зависят от:

- усилия натяжения каната;

 потерь усилий по длине каната, зависящих от величины коэффициента трения между канатом и каналообразователем и угла изгиба каната;

- величины потерь усилий в канате при передаче нагрузки с домкрата на анкер.

В процессе эксплуатации защитной оболочки происходит изменение усилий в арматурных канатах, которое зависит от деформаций ползучести и усадки бетона, релаксации

напряжений в проволоках арматурного каната, объемов работ на СПЗО при проведении КПР и интервалов времени между проведением КПР.

Усадка бетона зависит от класса (марки) бетона, толщины стенки оболочки, условий твердения (наличие облицовки на внутренней поверхности стены).

Ползучесть бетона зависит от класса (марки) бетона, действующих напряжений в стенке защитной оболочки. Напряжения, в свою очередь зависят, от фактической толщины стенки оболочки, усилий в арматурных канатах, температурных градиентов, коэффициента армирования (наличие стержневой арматуры и металлической облицовки).

Потери усилий в арматурных канатах во времени от релаксации напряжений зависят от напряжений в проволоках и типа применяемой проволоки.

Выполняемые во время проведения КПР контрольные оттяжки арматурных канатов могут приводить к снижению усилий вблизи тяжного конца канатов.

В период эксплуатации защитной оболочки постоянно происходят колебания температуры окружающей среды, влияющие на распределение температурных полей по толщине стенки конструкции. По причине различия температур по сечению стены и ограниченности теплового расширения возникают температурные напряжения, которые могут достигать большой величины из-за значительных приращений колебания температуры окружающей среды за короткие промежутки времени [94].

К внешним природным техногенным особым воздействиям относится удар падающего самолета, воздушная ударная волна, внешние ударные воздействия (удар лопатки турбины, удар обломка вентиляционной трубы и т.д.), ураганы, торнадо, цунами, сейсмические и экстремальные климатические воздействия. Схема двойной защитной оболочки АЭС-2006 с указанием внешних воздействий приведена на рисунке 1.2.1.



Рисунок 1.2.1 – Схема двойной ЗО АЭС-2006 с указанием внешних воздействий

15

1.3 Реологические свойства бетона

Для создания конструкций, наилучшим образом отвечающих эксплуатационным и экономическим требованиям, необходимо управлять деформативностью применяемого материала или, по меньшей мере, правильно учитывать эту деформативность при проектировании.

Существенное влияние на напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций в ряде случаев оказывают ползучесть бетона, усадка и изменяемость во времени его механических характеристик [130].

Одной из основных характеристик конструктивного материала является его долговечность, а именно устойчивость к воздействию различных факторов внешней среды и способность не изменять свои свойства. Однако множество материалов утрачивают свои свойства по причине развития в них трещин и других дефектов, разбивающих материалы на отдельные элементы, не способные выдерживать воздействия прилагаемых нагрузок. Появление и дальнейшее распространение в бетоне трещин при нагружении, долговечность в процессе поочередного замораживания и оттаивания, увлажнения и высушивания, определяют деформации ползучести и усадки [13, 18, 38, 68, 69, 72, 139, 177].

В научных работах о строительстве бетонных и железобетонных конструкций имеется достаточно объемный теоретический и экспериментальный материал о конструктивных изменениях цементного камня и бетона [10, 19, 35, 53, 56, 64, 71, 97, 106, 163, 188, 192].

Значительное многообразие структуры бетонов и их физических характеристик создает очень широкий разброс механических свойств и способов их оценки. Ввиду непростого принципа работы бетонов в конструкциях необходимо за счет армирования увеличивать показатели восприятия усилий растяжения, создавая строительный материал – железобетон – объединяющий бетон, которому передаются сжимающие напряжения, и стальную арматуру, воспринимающую растягивающие напряжения. Слаженная работа бетона и стальной арматуры определяется силами сцепления, которые не дают проскальзывать арматурным стержням в бетоне, и совместимостью температурных деформаций (в диапазоне от -20 до +80 °C).

Множество экспериментов показывают, что неупругие деформации ползучести могут в несколько раз превосходить первоначальные мгновенные деформации в бетонных и железобетонных конструкциях, которые находятся под длительным действием нагрузки. В то же время, с увеличением деформаций в железобетонных конструкциях фиксируется значимое перераспределение напряжений между арматурой и бетоном. А в случаях, когда внутренние усилия вызваны усадкой бетона, смещением опор и вынужденными деформациями, изменениями температуры, вызванными колебаниями температуры во внешней среде или экзотермией, ползучесть может приводить к различной степени интенсивности релаксации напряжений, а иногда и к качественному изменению напряженного состояния.

Первичные дефекты и трещины в бетоне образуются ввиду разнородности полей напряжений, деформаций элементов и небезупречности структуры. Пластические деформации объясняются структурными реологическими процессами в материале, смещением элементов один относительно другого и возникновением микротрещин. Упругие же деформации происходят из-за накопления энергии за счет растяжения-сжатия структурных элементов и связей. Частое повторение циклов загрузки-разгрузки бетона вызывает постепенное нарастание пластических деформаций. Ползучесть доходит до максимального значения, и бетон начинает действовать упруго. Данный характер деформирования отмечается лишь при напряжениях, не превосходящих предела выносливости [25, 31, 33, 38, 155, 166].

Выделяют два вида деформации бетона относительно причины их возникновения: вынужденные и собственные. Вынужденные деформации являются результатом воздействия на бетон извне – температурные, силовые (динамические и статические), влажностные, коррозионные, а собственные деформации происходят при гидратации цемента и в процессе формирования структуры бетона – деформации химической контракции, экзотермического и химического расширения [162, 182].

Степень влияния собственных и вынужденных деформаций бетона необходимо учитывать при анализе формирования его структуры. В частности, в отличие от вынужденных, собственные деформации нельзя исключить из процесса формирования структуры бетона, возможно только регулировать их величину. Кроме того, развитие вынужденных деформаций вследствие влажностной усадки провоцирует в структуре бетона напряжения, в некоторых случаях сопоставимые с пределом прочности. Это приводит к возникновению усадочных трещин и снижению жесткости конструкции в целом [125, 178, 183].

Усадкой называется сокращение объема бетона, вызванное физико-химическими и капиллярными явлениями, происходящими в гелевой структурной составляющей цементного камня в процессе твердения и усыхания. Различают следующие составляющие суммарной величины деформации усадки:

 влажностная – вызвана изменением распределения влаги в цементном камне, её перемещением и испарением;

 – карбонизационная – развивается постепенно с поверхности бетона в глубину, вызывается химическим взаимодействием гидроксида кальция с углекислым газом (чем выше карбонизация, тем больше деформации усадки);

– контракционная – связана с изменениями в поровой структуре материала (уменьшается объем пор с водой, на их месте возникают воздушные поры). Развивается в

основном в период затвердения бетона, когда он обладает пластичностью, поэтому не сопровождается заметным растрескиванием материала. Оказывает значительно меньшее влияние в сравнении с влажностной усадкой [97].

Значительным предметом исследований является влажностная усадка, рассмотренная в работах [1, 2, 9, 10, 12, 17, 44, 67, 79, 81, 173]. Влажностная усадка складывается из двух составляющих: капиллярной и адсорбционной [97]. Вначале вода испаряется из крупных капилляров и пор, затем из мелких, что сопровождается возникновением сил капиллярного сжатия и цементный камень испытывает деформацию сжатия. Возникающая при этом усадка называется капиллярной. После этого удаляется адсорбционная и структурно-связанная вода, что сопровождается сильным сжатием цементного камня, и развивается адсорбционная усадка.

К настоящему времени сформулировано большое количество теорий и гипотез, описывающих и поясняющих природу усадки бетона. Наиболее полно физическая природа влажностной усадки цементного камня отражена в структурной теории Шейкина А.Е. [158, 160]. Он предполагает наличие кристаллического сростка и геля, заполняющего скелет сростка, и дающего весомую усадку при высыхании. Согласно теории Шейкина А.Е. чем больше объем геля в единице объема кристаллического сростка, тем больше деформации усадки. Крупные кристаллы новообразований в цементном камне создают каркас и обуславливают величину усадки, уменьшая усадочные деформации. Наибольшая усадка обнаруживается при относительной влажности воздуха <45% вследствие удаления воды между слоями кристаллической структуры гидросиликатов кальция [97].

По мнению Дж. Бернал [21] главной причиной усадки является испарение из тоберморитового геля межплоскостной воды. Его теорию разделяют Ф. Ли и другие [82, 128].

Г. Калоузек [180] провел исследования, которые показали, что испарение межслоевой воды (из пространства между слоями кристаллов) влечет за собой возникновение усадки, т.е. вследствие роста капиллярных сил формируется усадка, а исчезновение сил приводит к набуханию.

3.Н. Цилосани в своей работе [157] получил кривые зависимости усадочной деформации цементного камня и раствора от влажности. Его результаты отличались от кривой, полученной Р. Лермитом [81], и имели не такую детализированную, но схожую с Александровским [1—5] картину. Проведенный З.Н. Цилосани анализ усадки показал, что одинаковое количество удаляемой из образца влаги, может привести к разным деформациям усадки, и что мера усадки (величина деформации усадки на единицу количества испарившейся влаги) в процессе удаления воды не будет постоянной.

Р. Фельдман и П. Середа в работе [175, 176] пришли к выводу, что природа связи поверхностной (физически адсорбированной) и межслоевой (осуществляющей контакт слоев)

воды различна. По этой причине связи межслоевой воды прочнее и при более высокой температуре и более низком давлении она полностью удаляется, в сравнении с поверхностной.

Карбонизационная усадка является не менее важной составляющей суммарной усадки, ее исследованию посвящены работы авторов [2, 128, 82, 189]. Согласно результатам А.А. Байкова и В.М. Москвина усадка существенно увеличивается под влиянием действия углекислого газа лишь по прошествии продолжительного выдерживания бетона на воздухе, интенсивность карбонизации при этом доходит до 1-5 мм в год. По мнению Пауэрса Т.К. [113] величина карбонизационной усадки может достигать 0,0005 мм/м и в большей степени зависит от размеров исследуемого образца.

Существует некоторое количество теорий, объясняющих механизм карбонизационной усадки. Наиболее признанные гипотезы Пауэрса, Свенсона-Середы и Рамачандрана-Фельдмана [113, 128], в которых важную роль отводят гидроксиду кальция.

Контракционная усадка, хоть и не имеет весомого практического значения в сравнении с влажностной, без сомнений играет значительную роль в структуре бетона. По мнению О.Я. Берга и других авторов [15, 17, 53, 83, 112] контракционная усадка оказывает наименьшее влияние на работу конструкции и развивается в раннем возрасте бетона. Некрасов В.В. считает, что основой контракционного эффекта является именно химическая природа, и что объемный процесс контракции является следствием образования гидросиликатов кальция [104].

По результатам анализа литературных данных о механизме объемных изменений бетона и цементного камня можно сделать следующее заключение. Если поместить в воздушную среду насыщенный водой цементный камень, то из крупный пор и микрокапилляров начнет испаряться влага уже при давлении пара, почти не отличающемся от насыщенного. Этот процесс не влечет за собой объемных изменений цементного камня. Но когда вода начинает испаряться из капилляров и микропор (радиус которых <100 нм), капиллярные силы становятся ощутимыми. И с появлением этих сил скелет цементного камня начинает деформироваться, оказываясь в состоянии всестороннего сжатия. Продолжающееся испарение влаги приводит к увеличению капиллярного давления, в результате чего растет усадка. Этот рост продолжается до момента пока силы, вызывающие обжатие цементного камня, не начинают ослабевать до полного исчезновения, несмотря на продолжающееся возрастание капиллярного давления.

Усадка бетона создает напряженное состояние в армированных сечениях (независимо от статической определимости) и в статически неопределимых бетонных и железобетонных конструкциях. В первом случае напряженное состояние объясняется наличием арматуры, которая сообщает сечению внутреннюю статическую неопределимость и задерживает свободную деформацию усадки. Во втором случае возникает из-за того, что система в целом стремится подвергнуться линейным и угловым деформациям [150].

Исследованию напряженного состояния армированных элементов конструкций, вызванного усадкой бетона, уделено значительное внимание в экспериментальнотеоретическом плане и описано в работах [7, 14, 143, 150, 151, 164, 177, 186].

В ряде работ приводятся решения без учета длительных факторов, а в некоторых работах с учетом (например, на основе теории старения общие решения были получены Улицким И.И. [147], Смирновым А.М. [143], Якобсоном К.К. [164], а на основе теории упруго-ползучего тела для сечений с односторонней арматурой и симметрично армированных Арутюняном Н.Х. [7]).

Таким образом, при проектировании и строительстве бетонных и железобетонных конструкций необходимо учитывать влияние усадки бетона, так как она может привести к трещинообразованию, а следовательно, снижению качества и долговечности сооружений.

Еще одним фактором, существенно влияющим на напряженно-деформированное состояние, является ползучесть – свойство бетона претерпевать пластические (неупругие) деформации во времени при длительном действии напряжений. Разделяют линейную и нелинейную ползучесть. Линейная зависимость между напряжениями и деформациями ползучести сохраняется лишь до некоторого предела напряжений, который зависит довольно сильно от прочности бетона и колеблется в достаточно широких рамках (условно в качестве предела принимается напряжение в размере половины соответствующего предела прочности бетона). Если же напряжения в бетоне превышают этот предел, то зависимость становится нелинейной — возникают суммарные неупругие деформации (деформации ползучести в сумме с пластическими).

На деформации ползучести бетона влияет большое количество факторов, которые Улицкий И.И. [147, 148, 149, 150, 151] делит на четыре группы: возраст бетона и длительность загружения; характер и величина напряжения; параметры окружающей среды до и во время загружения; свойства и соотношение исходных материалов, размеры элемента, методы обработки бетона и его укладки.

Величина прилагаемой нагрузки, по мнению многочисленных авторов [26, 28, 36, 70, 72, 156, 161, 187], оказывает существенное влияние на деформации ползучести бетона. В работах [123, 132] было предложено разделить диаграмму ползучести на 3 стадии (рисунок 1.3.1): меньше предела выносливости, от предела выносливости до длительного сопротивления сжатия и при больших длительных сопротивлениях сжатия (напряжение равно пределу прочности бетона). На первой стадии (устойчивого деформирования) скорость деформации ползучести переменная и затухает во времени, на второй – поначалу после приложения нагрузки уменьшается, затем сохраняется некоторое время постоянной и в предшествующий разрушению момент стремительно возрастает, а на третьей стадии скорость деформации резко увеличивается [35].



Рисунок 1.3.1 — Кривые деформаций ползучести

Размер образца также оказывает значительное влияние на ползучесть бетона – большие образы обладают меньшей деформативностью, чем малые, при прочих равных условиях [1, 16, 66, 152, 170]. Для учета данного фактора авторы [66, 150] разработали методику, которая позволяет использовать опытные данные, полученные на маленьких образцах, при оценке ползучести бетона больших образцов. К тому же было установлено [37], что изменение размеров не влияет на ползучесть изолированного бетонного образца.

Влияние влажности бетона на деформации ползучести можно описать следующими зависимостями:

- возрастание деформаций ползучести происходит, прежде всего, на начальном этапе высыхания
- ползучесть бетона естественной влажности больше, чем у высушенного и водонасыщенного бетона [1, 39, 185]
- ползучесть бетона, высыхающего под нагрузкой, больше ползучести бетона, не изменяющего своей влажности в период длительного приложения нагрузки [32, 65, 157, 185]
- в условиях нормальных температур максимальное значение ползучесть достигает при водонасыщении бетона порядка 20—35% [30, 65].

Зависимость деформаций ползучести от влажности при повышенных температурах определена следующим образом:

при повышении температуры высыхание бетона развивается быстрее, что в свою очередь увеличивает ползучесть [171, 181, 184]. Самый сильный рост деформаций ползучести происходит в первые сутки нагрева бетона, на 5-10 сутки достигает 60-80%, далее замедляется и на 30-60 сутки практически затухает.

21

- чем выше температура, тем больше скорость развития ползучести, но и тем быстрее она затухает [6, 60, 105]
- если бетонный образец предварительно нагреть перед нагружением, то это приведет к уменьшению деформаций ползучести из-за меньшего содержания влаги [96]
- если бетонный образец сохраняет влажность при длительном нагреве, то в сравнении с высыхающим бетоном, деформации ползучести первого будут превышать [174]

Относительная влажность окружающей среды тоже влияет на деформации ползучести. При увеличении расхождения влажностей бетона и окружающей среды (при нормальной температуре) ползучесть возрастает, а также увеличиваются деформации ползучести бетона естественной влажности с уменьшением относительной влажности внешней среды [1, 148].

С точки зрения особенностей физико-механических свойств и структуры бетона природа ползучести объясняется таким образом: при воздействии больших напряжений ползучесть есть следствие пластических деформаций, микротрещин и разрывов в кристаллизационной структуре бетона [11, 17, 146, 157], а при малых напряжениях ползучесть обусловливается капиллярными явлениями и вязкостью геля в цементном камне [81, 147, 158, 159].

В многочисленных работах, посвященных объяснению явления ползучести бетона, было выдвинуто ряд теорий, которые условно можно разделить на 3 направления: теория упругоползучего тела, теория упругой наследственности и теория старения. Первая теория является наиболее общей и учитывает старение бетона и наследственность воздействия нагрузок, вторая является частным случаем первой и не учитывает старение, а третья – некоторым упрощением первой, учитывая старение бетона допущением параллельности кривых ползучести.

При построении вышеуказанных теорий были приняты «следующие основные предпосылки (для области линейной ползучести):

- 1) бетон рассматривается как однородный изотропный материал;
- 2) между мгновенными деформациями и напряжениями существует линейная зависимость;
- 3) между деформациями ползучести и напряжениями существует линейная зависимость;
- 4) предполагается, что для деформаций ползучести имеет место принцип наложения, который заключается в том, что суммарная деформация ползучести при переменном напряжении может быть найдена как сумма деформаций ползучести, вызванных соответствующими приращениями напряжений. При этом считают, что величина деформаций ползучести, вызванная приращением напряжения, зависит от величины и длительности действия этого приращения, но не зависит от величины и длительности действия остальных приращений;
- 5) абсолютные величины деформаций (как упругие, так и деформации ползучести) принимаются не зависящими от знака напряжений» [150].

Теория упруго-ползучего тела была разработана Масловым Г.Н. [84] и Арутюняном Н.Х. [7, 8], иное направление Гвоздевым А.А. [40, 41, 42, 43], в дальнейшем была развита и другими авторами [21, 24, 27, 29, 58, 123, 124]. Теория упругой наследственности сформулирована в работах Больцмана [168] и Вольтера [190], далее развита Ржаницыным А.Р. [132], Работновым Ю.Н. [126, 127] и другими. Теория старения была предложена Уитнеем [191] и Дишингером Ф. [172] и получила развитие в работах иных авторов [124, 153, 165].

Точность указанных теорий ползучести в сильной мере зависит от правильности отражения обратимости деформаций ползучести. Оценка явления обратимости различается в каждой теории: теория упруго-ползучего тела учитывает с некоторой точностью отмечаемую в опытах частичную необратимость, теория упругой наследственности допускает полную обратимость, а теория старения отрицает обратимость деформаций ползучести бетона.

Для количественного выражения ползучести бетона используют характеристику ползучести φ_t , которая определяется отношением относительной деформации ползучести к моменту времени *t* ко мгновенной деформации в момент загружения, и меру ползучести *C* (*t*, τ), представляющую собой деформацию ползучести в момент времени *t* от действия единичного напряжения, приложенного в момент времени τ [150]. Характер изменения меры ползучести для разных теорий ползучести показан на рисунке 1.3.2.



Рисунок 1.3.2 — Графики изменения меры ползучести по теории упруго-ползучего тела *a*), теории упругой наследственности *б*) и теории старения *в*)

Резюмируя вышеизложенное можно заключить, что достоверная оценка влияния усадки и ползучести очень важна при расчете преднапряженных железобетонных защитных оболочек, в частности для определения потерь предварительного напряжения. Учет продолжительных процессов усадки и ползучести позволяет более разумно проектировать бетонные и железобетонные конструкции, обеспечивая их жесткость, прочность, долговечность и трещиностойкость, в большинстве случаев обеспечивая возможность добиться экономии материалов.

1.4 Цель и задачи исследования

В настоящее время наступает период окончания проектных сроков эксплуатации защитных оболочек ряда АЭС, что требует анализа возможностей продления сроков их эксплуатации и разработки мероприятий по увеличению ресурса строительных конструкций. Одними из основных факторов, влияющих на достоверную оценку напряженнодеформированного состояния защитной оболочки на всех стадиях жизненного цикла сооружения, являются: постоянно изменяющиеся во времени реологические свойства материалов, климатические воздействия и длительно действующие нагрузки внутри стен 3О.

Как следует из литературного обзора, приведенного выше, вопросу влияния усадки и ползучести бетона на напряженно-деформированное состояние строительных конструкций уделялось большое внимание многими авторами, однако расчетные зависимости строились, главным образом, на результатах лабораторных исследований. Для реализации комплексного подхода к анализу влияния реологических свойств бетона на напряженно-деформированное состояние необходимо рассмотреть данные процессы со всех сторон – расчет, эксперимент и реальный объект. И на основе полученных выводов разработать подробную расчетную модель защитной оболочки для более детальной оценки напряженно-деформированного состояния в каждой точке конструкции. Далее с помощью разработанной модели выполнить расчетный анализ с учетом влияния реологических характеристик бетона и воздействия неравномерно распределенных нагрузок внутри сечения стенки сооружения.

Таким образом, можно сформулировать цель и задачи исследования.

Целью работы является исследование влияния реологических характеристик бетона и воздействия неравномерной нагрузки на изменение напряженно-деформированного состояния и безопасность эксплуатации защитной оболочки атомной электростанции.

Достижение поставленной цели предполагает решение следующих задач:

1) Исследование влияния реологических характеристик бетона и экзотермии на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки АЭС на основе сравнительного анализа данных испытаний бетона на усадку и ползучесть, натурных наблюдений, расчета деформаций и напряжений в арматуре и бетоне от усадки и ползучести бетона;

2) Разработка детальных численных моделей защитной оболочки АЭС и выполнение с их помощью расчетного анализа НДС с учетом влияния реологических характеристик бетона и воздействия неравномерно распределенных нагрузок внутри сечения стенки сооружения;

3) Разработка рекомендаций по учету реологических свойств бетона при оценке изменения НДС ЗО АЭС и снижению трещинообразования в оболочках от нагрузок, действующих внутри сечения стенки.

2 Исследование влияния реологических характеристик бетона на напряженнодеформированное состояние защитной оболочки АЭС

2.1 Расчёт по определению влияния усадки и ползучести бетона

Расчет проводился с использованием рекомендаций по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. «Рекомендации содержат положения по учету ползучести и усадки бетона при проектировании бетонных и железобетонных стержневых элементов и составленных из них систем, изготовленных из тяжелого бетона и применяемых в промышленном, гражданском, гидротехническом, транспортном и других областях строительства. Документ содержит методику расчета железобетонных конструкций с учетом ползучести и усадки бетона, условий изготовления, а также сроков нагружения конструкций. В документе изложены основные положения расчета, приведены значения деформаций ползучести и усадки тяжелых бетонов и другие характеристики, необходимые для расчета. Даны методики определения потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона, жесткостей и перемещений изгибаемых и сжатых элементов, величин критических сил для сжатых стержней, а также методика расчета статистически неопределимых систем» [131].

2.1.1 Деформации усадки бетона

В общем случае деформации усадки бетона определяются по формуле:

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sh,\max} \cdot k_{1s} \cdot k_{2s} \cdot k_{3s} \cdot k_{n}$$

где $\varepsilon_{sh,max}$ — максимальные значения усадки бетона, определяемые в зависимости от класса бетона; $k_{1s,2s,3s}$ — коэффициенты, учитывающие влияние возраста бетона в момент окончания влажностного хранения, модуля открытой поверхности бетона элемента и относительной влажности среды соответственно; k_t — коэффициент, учитывающий влияние времени от начала высыхания бетона.

Для бетонов, классов B25—B60 среднее значение $\varepsilon_{sh,max}$ принимается равным 3 $\cdot 10^{-4}$.

Модуль открытой поверхности бетона определяется по формуле:

$$M_0 = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{V}} \, (\mathrm{M}^{-1})$$

где А — площадь открытой поверхности бетона элемента; V — объем бетона элемента.

Рассматривая элемент оболочки с размерами 1·1 м и толщиной 1,2 метра с одной открытой наружной поверхностью, будем иметь:

$$A = 1 \cdot 1 = 1 \text{ m}^2$$

 $V = 1 \cdot 1 \cdot 1, 2 = 1, 2 \text{ m}^3$

$$M_0 = \frac{1}{1,2} = 0.83 \text{ m}^{-1}$$

Коэффициенты $k_{1s,2s,3s}$ определяем по таблицам 5—7 рекомендаций [131]. Для бетонного образца в возрасте 90 суток k_{1s} равен 0,92. Для модуля открытой поверхности $M_0 = 0$ до $M_0 = 5 \text{ м}^{-1}$ коэффициент k_{2s} составляет 0,22. Для относительной влажности среды около 70% коэффициент k_{3s} равен 0,91.

Коэффициент k_t определяется по формуле:

$$k_t = 1 - e^{-\alpha t}$$

где α — для модуля открытой поверхности $M_0 = 10 \text{ м}^{-1}$ и менее принимается 0,004 сут⁻¹

t, сут.	k_t
30	0,113
60	0,213
90	0,302
180	0,513
360	0,763

Получаем следующие деформации усадки бетона с учетом времени от начала высыхания бетона:

t, сут.	${\cal E}_{sh}$, 10^{-4}
30	0,062
60	0,118
90	0,167
180	0,283
360	0.422

2.1.2 Деформации и напряжения в арматуре и бетоне от усадки бетона

Деформации в арматуре от усадки бетона определяется по формуле:

$$\varepsilon_{s,sh} = -\frac{\varepsilon_{sh} \cdot E_b \cdot A_b}{E_b \cdot A_b + E_s \cdot A_s}$$
 (сжатие)

Напряжения в арматуре от деформаций усадки бетона определяется по формуле:

$$\sigma_{s,sh} = -E_s \frac{\varepsilon_{sh} \cdot E_b \cdot A_b}{E_b \cdot A_b + E_s \cdot A_s}$$
(сжатие)

где E_s — модуль упругости арматуры, равный 2 ·10⁵ МПа; E_b — модуль упругости бетона, равный 3,6 ·10⁴ МПа; A_b — площадь сечения бетона по проекту составляла: $A_{b_m} = 1,182 \text{ м}^2$ — меридиональное направление, $A_{b_k} = 1,174 \text{ м}^2$ — кольцевое направление; A_s — площадь сечения

ненапрягаемой арматуры: $A_{s_m} = 32,8 \text{ см}^2$ — меридиональное направление, $A_{s_k} = 45,4 \text{ см}^2$ — кольцевое направление.

Получаем следующие значения деформаций и напряжений в арматуре и бетоне от усадки бетона (здесь и далее индекс *m* — меридиональное, *k* — кольцевое направление):

t, сут.	$\varepsilon_{s,sh_m}, 10^{-4}$	$\varepsilon_{{}_{s,sh_k}}$, 10^{-4}
30	-0,062	-0,061
60	-0,116	-0,115
90	-0,164	-0,163
180	-0,279	-0,278
360	-0.415	-0.413

t, сут.	$\sigma_{\scriptscriptstyle s,sh_m}$	$\sigma_{\scriptscriptstyle s,sh_k}$
30	-1,230	-1,223
60	-2,318	-2,305
90	-3,287	-3,267
180	-5,584	-5,550
360	-8,305	-8,255

Напряжения в облицовке от деформаций усадки бетона приближенно определяется по формуле:

$$\sigma_{ob,sh} = E_{ob} \cdot \varepsilon_{sh}$$

где E_{ob} — модуль упругости облицовки, равный 2,06 · 10⁵ МПа.

t, сут.	$\sigma_{\scriptscriptstyle ob,sh}$
30	1,286
60	2,425
90	3,438
180	5,840
360	8,686

Деформации в бетоне от усадки бетона определяется по формуле:

$$\varepsilon_{b,sh} = \frac{\varepsilon_{sh} \cdot E_s \cdot A_s}{E_b \cdot A_b + E_s \cdot A_s} \text{ (растяжение)}$$

t, сут.	$\varepsilon_{b,sh_m}, 10^{-7}$	$arepsilon_{b,sh_k}$, 10^{-7}
30	0,948	1,313
60	1,787	2,476
90	2,534	3,510
180	4,304	5,963
360	6,402	8,869

Напряжения в бетоне от усадки бетона определяется по формуле:

t, сут.	$\sigma_{\scriptscriptstyle b, sh_m}$	$\sigma_{_{b,sh_k}}$
30	0,221	0,220
60	0,417	0,415
90	0,592	0,588
180	1,005	0,999
360	1,495	1,486

 $\sigma_{b,sh} = E_b \frac{\varepsilon_{sh} \cdot E_b \cdot A_b}{E_b \cdot A_b + E_s \cdot A_s}$ (растяжение)

2.1.3 Деформации ползучести бетона

В общем случае деформации ползучести бетона определяются по формуле:

$$\varepsilon_{cr} = \varphi \cdot \varepsilon_{b,el}$$

где φ — характеристика ползучести бетона; $\varepsilon_{b,el}$ — упругие деформации бетона.

Упругие деформации бетона определяются по формуле:

$$\varepsilon_{b,cl} = \frac{P}{E_b \cdot A_b + E_s \cdot A_s}$$

где Р — усилие предварительного обжатия.

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp}$$

где σ_{sp} — напряжения в напрягаемой арматуре, 1111,88 МПа; A_{sp} — площадь сечения напрягаемой арматуры: $A_{sp_m} = 68 \text{ см}^2$ — меридиональное направление, $A_{sp_k} = 136 \text{ см}^2$ — кольцевое направление.

Получаем следующие значения усилий предварительного обжатия и упругих деформаций бетона:

Направление арматуры	Р	$\varepsilon_{b,el}, 10^{-4}$	
Меридиональное	7,561	1,750	
Кольцевое	15,122	3,503	

Величина ϕ определяется по формуле

$$\varphi = \varphi_{\max} \cdot k_m \cdot k_t \cdot k_{t0}$$

где φ_{\max} — максимальная величина характеристики ползучести

Величина $\varphi_{\rm max}$ определяется по формуле

$$\varphi_{\max} = E_b \cdot C_{\max}$$

где	$c_{\rm max}$	— 1	максималь	ная вели	ичина	меры	ползучести	оетона,	определяемая	в зависимости	OT
клас	сса б	етона	а. Среднее	значени	e $C_{\rm max}$	для б	бетона прин	имается р	оавным 75 ·10 ⁻⁶	$5 \text{ M}\Pi \text{a}^{-1}$.	

$$\varphi_{\rm max} = 2,7$$

 $k_{\rm m}$ — коэффициент, учитывающий влияние модуля открытой поверхности элемента.

Для модуля открытой поверхности от $M_0 = 0$ до $M_0 = 5$ м⁻¹ коэффициент k_m определяется по формуле:

$$k_m = 0.51 + 0.028 \cdot M_0 = 0.533$$

*k*_t — коэффициент, учитывающий влияние времени t от начала загружения.

Коэффициент k_t определяется по формуле

$$k_{\perp} = 1 - 0.8 \cdot e^{-\alpha t}$$

где α — для модуля открытой поверхности $M_0 = 10 \text{ м}^{-1}$ и менее принимается равным 0,004 сут⁻¹.

t, сут.	k_t
30	0,290
60	0,371
90	0,442
180	0,611
360	0,810

 k_{t0} — коэффициент, учитывающий возраст бетона t_0 , при нагружении. Коэффициент k_{t0} определяется по формуле:

$$k_{t0} = 0,5+0,625 \cdot e^{-\alpha t_0}$$

где α — для модуля открытой поверхности $M_0 = 10 \text{ м}^{-1}$ и менее принимается равным 0,008 сут⁻¹.

$$k_{t0} = 0,804$$

Подставляя вычисленные значения в формулу, получаем следующие величины φ в зависимости от времени высыхания бетона:

t, сут.	arphi
30	0,336
60	0,429
90	0,512
180	0,707
360	0,938

Таким образом, получаем следующие значения деформации ползучести для меридионального и кольцевого направлений:

t, сут.	$\varepsilon_{{}_{cr,m}}$, 10^{-4}	$\varepsilon_{cr,k}$, 10^{-4}
30	0,589	1,178
60	0,751	1,504
90	0,895	1,792
180	1,237	2,477
360	1,642	3,287

2.1.4 Деформации и напряжения в арматуре и бетоне от ползучести бетона

Деформации в арматуре от ползучести бетона определяется по формуле:

$$\varepsilon_{s,cr} = -\frac{\varepsilon_{cr} \cdot E_b \cdot A_b}{E_b \cdot A_b + E_s \cdot A_s}$$
(сжатие)

t, сут.	ε_{s,cr_m} , 10^{-4}	ε_{s,cr_k} , 10^{-4}
30	-0,580	-1,153
60	-0,740	-1,472
90	-0,882	-1,755
180	-1,218	-2,425
360	-1,617	-3,218

Напряжения в арматуре от ползучести бетона определяется по формуле:

$$\sigma_{s,cr} = -E_s \frac{\varepsilon_{cr} \cdot E_b \cdot A_b}{E_b \cdot A_b + E_s \cdot A_s}$$
(сжатие)

t, сут.	$\sigma_{\scriptscriptstyle s,cr_m}$	$\sigma_{{}_{s,cr_k}}$
30	-11,592	-23,067
60	-14,794	-29,439
90	-17,634	-35,090
180	-24,369	-48,491
360	-32,345	-64,363

Деформации в бетоне от ползучести бетона определяется по формуле:

$$\varepsilon_{b,cr} = \frac{\varepsilon_{cr} \cdot E_s \cdot A_s}{E_b \cdot A_b + E_s \cdot A_s}$$
(сжатие)

t, сут.	$\varepsilon_{b,cr_m}, 10^{-6}$	$arepsilon_{b,cr_k}$, 10^{-6}
30	0,894	2,478
60	1,140	3,163
90	1,356	3,770
180	1,879	5,210
360	2,493	6,915

Напряжения в бетоне от ползучести бетона определяется по формуле:

t, сут.	$\sigma_{\scriptscriptstyle b, cr_m}$	$\sigma_{_{b,cr_k}}$
30	2,087	4,152
60	2,663	5,299
90	3,174	6,316
180	4,386	8,728
360	5,822	11,585

$\sigma - F$	$\varepsilon_{cr} \cdot E_b \cdot A_b$	(orrotuo)
$O_{b,cr} - L_b$	$\overline{E_h \cdot A_h + E_a \cdot A_a}$	(сжатис)

2.2 Анализ экспериментальных результатов испытаний бетона на усадку и ползучесть

Материалом для этого подраздела послужил отчет АО «Институт Гидропроект» [110] для энергоблока №3 Ростовской АЭС.

2.2.1 Изготовление образцов бетона

Изготовление образцов бетона осуществляется в процессе бетонирования оболочки энергоблока №3 Ростовской АЭС на отметках 23,0; 32,6; 44,0; 53,8; 55,6 и купола. При этом был использован бетон следующего состава (расход материалов на 1 м³ смеси):

 цемент ПЦ 500 Д0 – Н 	, кг —	380;
– песок, кг		770;
– щебень, кг		1180;
— вода, л		130;
 суперпластификатор (C-3 —	6,51;
– Sika Aer 200S		0,190.

Изготовление образцов осуществляется одновременно для строительной лаборатории на площадке строительства защитной оболочки и для выполнения длительных испытаний. Все образцы бетона с каждой отметки изготовлены из одного замеса по единой технологии. Было изготовлено 54 образца с отметки 23,0:

- кубы размером 100×100×100 мм в количестве 9 шт.;
- призмы размером 100×100×400 мм в количестве 36 шт.;
- цилиндры размером 150×150 мм в количестве 9 шт.

Это количество образцов необходимо для выполнения комплекса испытаний бетона, включающего определение физико-механических характеристик и испытания на ползучесть и усадку.

Все образцы этой партии были надежно изолированы от внешней среды и отправлены в АО «Институт Гидропроект» для выполнения испытаний.

С каждой последующей отметки изготавливалось по 12 образцов для определения прочности и деформационных характеристик.

Изготовление, хранение и транспортировка образцов до распалубливания осуществлялись в соответствии с ГОСТ 10180-2012 [45]. Хранение образцов осуществлялось в нормальных температурно-влажностных условиях.

Испытание бетонных образцов осуществлялось в полном соответствии с нормативными документами, а именно: ГОСТ 10180-2012 [45], ГОСТ 24452-80 [49], ГОСТ 18105-2018 [47], ГОСТ 24544-2020 [46], ГОСТ 22690-2015 [48].

2.2.2 Методика выполнения экспериментов

В состав работ по определению характеристик бетона защитной оболочки входило:

- определение кубиковой прочности образцов;
- определение прочности бетона при растяжении (раскалыванием);
- определение деформационных характеристик бетонных призм;
- испытания бетонных образцов на усадку и ползучесть.

Образцы, предназначенные для испытания на усадку и ползучесть, должны быть изолированы от внешней среды полиэтиленовой пленкой с клеящим покрытием (для полного исключения влагообмена при определении усадки и ползучести).

В качестве испытательных устройств для определения деформаций ползучести использовались поверенные пружинные пресса с максимальной нагрузкой 25 тс. Измерение деформаций осуществляется индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм. Индикаторы, используемые для испытания поверены фирмой «Ростест» [51].

Испытание бетона на ползучесть и усадку осуществлялось при температуре воздуха 20—22 °С и влажности 65—70%.

В соответствии с ГОСТ 24544-2020 перед установкой в пресс образцы оборудованы системой измерения с индикаторами так, чтобы база измерений составляла 200 мм [46].

Напряжение на образце создавалось пружинной системой пресса и в нашем случае составляло около 0,3 от средней величины призменной прочности. При этом нагружение на образец осуществлялось ступенчато с замером деформации по всем индикаторам.

Норма продолжительности испытаний при определении деформации ползучести, соствляет не менее 180 суток, а деформации усадки — 120 суток.

Выполнены испытания образцов бетона на прочность при сжатии (кубиковая и призменная прочность) и растяжение (раскалыванием цилиндрических образцов по образующей).

В таблицах 2.2.2.1 – 2.2.2.3 приведены результаты испытаний по определению прочностных характеристик.

N₂	Отметка,	Дата	Возраст	Размеры	Плотность	Прочность, приведенная к
п/п	М.	испытаний	бетона,	образца, см	г/см ³	стандартному размеру
			сут.	-		15x15x15x см в мПа.
1	2	3	4	5	6	7
1	23.0	02.08.2011	28	10x10x10	2.41	49.3
2	20,0				2,41	56,5
3			1		2,44	57,0
4					2,40	57,5
5					2,42	46,9
6					2,40	55,0
7					2,47	53,1
					2,42	53,6
8	32,6	14.08.2012	285	10x10x10	2,37	59,1
9					2,36	52,0
10					2,34	53,0
11					2,39	60,4
					2,37	56,2
12	44,0	15.08.2012	230	10x10x10	2,43	51,3
13					2,41	55,8
14					2,34	57,1
15					2,37	58,1
16					2,42	53,6
17					2,41	60,7
					2,40	56,1
18	53,8	15.08.2012	90	10x10x10	2,45	53,4
19					2,45	65,9
20					2,43	56,1
21					2,44	64,3
22					2,43	64,0
23					2,47	58,7
					2,45	60,4

Таблица 2.2.2.1 – Результаты испытаний бетона на кубиковую прочность

Из приведенных таблиц следует, что прочность бетона по всей оболочке энергоблока №3 Ростовской АЭС составляет 56,6 МПа (кубиковая прочность).

Среднее значение призменной прочности бетона по всей оболочке составляет 41,8 МПа, прочность при растяжении 3,1 МПа.

В таблице 2.2.2.4 приведены результаты испытаний образцов кубической формы в лаборатории на строительной площадке.

N₂	Отметка,	Дата	Возраст	Размеры	Призменная прочность, приведенная к
п/п	м.	испытаний	бетона, сут.	образца, см	стандартному размеру 150х150х600
1	2	3	4	5	7
1	23,0	02.08.2011	28	10x10x40	36,2
2					40,5
3					41,8
					39,5
4	32,6	14.08.2012	285	10x10x40	31,6
5				-	43,2
6					44,5
7					41,3
8					41,5
9					45,4
					41,3
10	44,0	15.08.2012	230	10x10x40	39,0
11					37,8
12					39,7
13					39,2
14					40,2
15					44,7
					40,1
16	53,8	15.08.2012	90	10x10x40	44,9
17					49,4
18					40,9
19					46,4
20					44,5
21					48,7
					45,8
				1	

Таблица 2.2.2.2 – Результаты испытаний бетона на призменную прочность

Таблица 2.2.2.3 – Результаты испытаний бетона на прочность при растяжении (раскалыванием)

N₂	Отметка,	Дата	Возраст	Размеры	Прочность при растяжении
п/п	м.	испытаний	бетона, сут.	образца, h/d см	(раскалыванием) МПа
1	2	3	4	5	7
1	23,0	02.08.2011	28	15x15	2,12
2					2,55
3					2,44
					2,37
4	32,6	14.08.2012	285	15x15	3,23
5					3,52
6					3,75
					3,50
7	44,0	15.08.2012	230	15x15	2,88
8					3,00
9					3,57
					3,15
10	53,8	22.06.2012	28	15x15	3,17
11					3,51
12					3,06
13					3,23
14					3,60
15					2,89
					3,24

	OTMOTEO	Пата	Bospacz	Degwent	Плотности	Проциости при	Vaco
26	Offici Ra,	дата	Bospaci	газмеры		прочность при	Toroug
_No	м.	испытании	оетона, сут.	ооразца, см	Г/СМ	сжатии, кг	бегона
п/п						c/cm ²	(усл.)
1	2	3	4	5	6	7	8
1	32,6	12.11.2011	28	10x10x10	2,41	448	B35 ₂₈
2					2,39	442	
3					2,40	468	
					2,40	452,7	
4	32,6	12.11.2011	90	10x10x10	2,42	576	B45 ₉₀
5					2,42	564	
6					2,43	573	
					2,42	575	
7	44,0	26.03.2012	90	10x10x10	2,40	533	
8					2,39	516	
9					2,40	526	
10					2,38	505	
11					2,39	536	
12					2,40	529	
					2,39	531	
13	53,8	22.06.2012	90	10x10x10	2,4	547	
14					2,42	561	
15					2,38	555	
					2,40	558	

Таблица 2.2.2.4 – Результаты испытаний бетона в лаборатории завода на кубиковую прочность

Средняя прочность бетона по всему блоку составляет 52,9 МПа.

Выполненные испытания бетона показывают его высокую прочность.

2.2.3 Анализ результатов испытаний

Проведенные испытания бетонных образцов в возрасте 28 суток показали, что их прочностные характеристики несколько выше нормативных значений. Так в соответствии с ГОСТ 26633-2015 [50], кубиковая прочность бетона класса B35 в возрасте 28 суток должна составлять Rcж = 26,0 для стандартных образцов размером $150 \times 150 \times 150$ мм, а в возрасте 90 суток кубиковая прочность при сжатии должна составлять Rcж = 29,6. Средняя фактическая прочность бетона в пересчете на стандартную кубиковую прочность ($150 \times 150 \times 150 \times 150$ мм), полученная по результатам лабораторных испытаний бетона составляет 45,3 МПа в возрасте 28 суток и 57,3 в возрасте 90 суток, что несколько выше нормативных значений.

Для полученных значений прочности образцов бетона при сжатии определены среднее квадратическое отклонение по формуле:

$$Sm = \frac{Wm}{\alpha}$$

где Wm – размах единичных значений прочности бетона в контролируемой партии, МПа, определяемой как разность между максимальным и минимальным единичными значениями прочности; α – коэффициент, зависящий от числа единичных значений (n) и принимаемый по ГОСТ 18105-2018 [47].

А также коэффициент вариации по формуле:

$$Vm = \frac{Sm}{Rm} \cdot 100$$

Используя приведенные формулы и результаты определения прочности образцов бетона, получаем, что среднее квадратическое отклонение при испытании кубиков на сжатие в возрасте 28 суток составляет Sm = 1,18, а в возрасте 90 суток – Sm = 0,71.

Коэффициент вариации 0,026 и 0,0124 для возраста бетона 28 и 90 суток соответственно.

Полученные значения коэффициента вариации и среднее значение прочности использованы при определении нормативных значений по формуле:

$$R = Rm(1 - 1,64Vm)(0,77 - 0,001Rm).$$

Подставляя полученные значения коэффициента вариации и среднего значения прочности в приведенную формулу, получим, что нормативное значение прочности бетона в возрасте 28 суток составляет 31,4 МПа, а в возрасте 90 суток — 40,3 МПа.

Полученные значения прочности при сжатии соответствуют нормативным значениям, представленным в СП 63.13330.2018 [145] для бетона класса В45.

2.2.4 Обобщение результатов испытаний бетона на усадку и ползучесть

Испытания бетона на ползучесть и усадку осуществлялись в соответствии с ГОСТ 24544-2020 [46] на образцах, при бетонировании защитной оболочки PO-3 с отметки 23,000 в течение полутора лет, с июня 2011 по ноябрь 2012, что превышает нормы испытаний на ползучесть и усадку.

Для выполнения испытаний на ползучесть и усадку были изготовлены призмы размером 100×100×400 мм. Возраст бетона при нагружении образца постоянной нагрузкой для определения составляет 28 и 90 суток. Одновременно устанавливались образцы для определения усадки бетона. Все образцы согласно ГОСТу оборудованы индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 или 0,002 мм.

Нагрузка на каждый образец составляла 30% от призменной прочности, полученной в возрасте бетона 28 и 90 суток. Все испытания бетона осуществлялись при постоянной температуре 20—22 °С и при влажности 65—70%.

Результаты определения относительных деформаций ползучести и усадки образцов, установленных в возрасте 28 суток за период 2011—2012 гг., приведены в таблице 2.2.4.1 и на рисунках 2.2.4.1 и 2.2.4.2.

Именно средние относительные деформации бетона с отметки 23,0 использованы для определения меры ползучести бетона по формуле:
$$C(t) = \frac{E(t)}{\sigma_0}$$

где E(t) – относительная деформация ползучести бетона за минусом упругих деформаций и деформаций усадки; σ_0 – напряжение, при котором осуществлялось испытание бетона.

Из приведенных таблицы 2.2.4.1 и графиков, рисунки 2.2.4.1 и 2.2.4.2 следует, что относительная начальная деформация бетона при его нагружении в 28 суток составляла 0,00030, которая включает в себя упругую деформацию и быстро нарастающую ползучесть.

Вычитая из общей относительной деформации ползучести упругие деформации и деформации усадки, получим, что относительная деформация ползучести на 453 сутки составляет 0,00034. Подставляя полученные значения в приведенную выше формулу, получим, что мера ползучести при напряжении 12,5 МПа на 453 сутки составляет:

$$C(t) = \frac{E_{\Pi O \Pi 3.}}{\sigma_0} = \frac{0,00034}{12,5} = 2,7 \cdot 10^{-5}$$

Измерение меры ползучести во времени приведено на рисунке 2.2.4.3.

Результаты испытания образцов на ползучесть и усадку бетона, установленные в 90 суток, приведены в таблице 2.2.4.2 и на рисунках 2.2.4.4 и 2.2.4.5.

Аналогично предыдущему выполнены расчеты по определению меры ползучести бетона для этой серии испытаний.

Расчеты показали, что мера ползучести бетона на 431 сутки при напряжении 12,5 МПа составляет:

$$C(t) = \frac{E$$
полз.}{\sigma_0} = \frac{0,000353}{12,5} = 2,8 \cdot 10^{-5}

На рисунке 2.2.4.6 приведен график изменения меры ползучести во времени.

Таблица 2.2.4.1 – Средние значения абсолютных деформаций ползучести и усадки образцов, установленных в возрасте 28 суток

	Время (сутки)	Деформации образцов по показаниям индикаторов, мм.					
Дата		Пресс № 4	Пресс № 6	Среднее значение	Усадка		
1	2	3	4	5	6		
10.08.2011	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		
11.08.2011	1	0,0619	0,0625	0,0622	0,0000		
12.08.2011	2	0,0655	0,0678	0,0666	0,0000		
15.08.2011	5	0,0710	0,0725	0,0718	0,0017		
16.08.2011	6	0,0758	0,0779	0,0768	0,0040		
17.08.2011	7	0,0774	0,0800	0,0787	0,0055		
18.08.2011	8	0,0789	0,0815	0,0802	0,0061		
19.08.2011	9	0,0796	0,0823	0,0809	0,0062		
22.08.2011	12	0,0803	0,0833	0,0818	0,0049		
23.08.2011	13	0,0809	0,0838	0,0823	0,0071		
24.08.2011	14	0,0813	0,0845	0,0829	0,0061		
25.08.2011	15	0,0826	0,0860	0,0843	0,0048		
29.08.2011	19	0,0876	0,0898	0,0887	0,0071		
30.08.2011	20	0,0889	0,0909	0,0899	0,0088		
01.09.2011	22	0,0906	0,0920	0,0913	0,0099		
05.09.2011	26	0,0904	0,0923	0,0913	0,0075		
07.09.2011	28	0,0911	0,0931	0,0921	0,0077		
08.09.2011	29	0,0930	0,0942	0,0936	0,0089		
12.09.2011	33	0,0945	0,0955	0,0950	0,0085		
19.09.2011	40	0,0952	0,0965	0,0958	0,0086		
27.09.2011	48	0,0974	0,0985	0,0979	0,0087		
12.10.2011	63	0,1078	0,1074	0,1076	0,0143		
19.10.2011	70	0,1127	0,1119	0,1123	0,0195		
31.10.2011	82	0,1215	0,1215	0,1215	0,0233		
07.11.2011	89	0,1209	0,1213	0,1211	0,0211		
14.11.2011	96	0,1254	0,1269	0,1262	0,0265		
22.11.2011	104	0,1288	0,1271	0,1280	0,0265		
28.11.2011	110	0,1318	0,1308	0,1313	0,0298		
06.12.2011	118	0,1350	0,1339	0,1345	0,0320		
12.12.2011	124	0,1368	0,1354	0,1361	0,0316		
19.12.2011	131	0,1369	0,1350	0,1359	0,0299		
26.12.2011	138	0,1383	0,1363	0,1373	0,0301		
30.12.2011	142	0,1418	0,1404	0,1411	0,0337		
10.01.2012	153	0,1427	0,1411	0,1419	0,0337		
17.01.2012	160	0,1434	0,1418	0,1426	0,0325		
23.01.2012	166	0,1415	0,1419	0,1417	0,0329		
30.01.2012	173	0,1460	0,1448	0,1454	0,0337		
06.02.2012	180	0,1477	0,1470	0,1473	0,0356		
13.02.2012	187	0,1526	0,1525	0,1526	0,0404		
21.02.2012	195	0,1565	0,1558	0,1562	0,0426		

	Время (сутки)	Относительные деформации образцов, (ɛ)				
Дата			Ползучест			
		Пресс № 4	Пресс № 6	Среднее значение	Усадка	
1	2	3	4	5	6	
28.02.2012	202	0,000797	0,000794	0,000796	0,000226	
05.03.2012	208	0,000800	0,000796	0,000798	0,000228	
19.03.2012	222	0,000820	0,000816	0,000818	0,000238	
26.03.2012	229	0,000824	0,000822	0,000823	0,000237	
03.04.2012	237	0,000839	0,000841	0,000840	0,000256	
10.04.2012	244	0,000854	0,000854	0,000854	0,000261	
16.04.2012	250	0,000868	0,000867	0,000867	0,000277	
26.04.2012	260	0,000863	0,000861	0,000862	0,000263	
14.05.2012	278	0,000841	0,000846	0,000843	0,000241	
21.05.2012	285	0,000859	0,000864	0,000861	0,000258	
30.05.2012	294	0,000864	0,000872	0,000868	0,000258	
13.06.2012	308	0,000851	0,000862	0,000857	0,000252	
27.06.2012	322	0,000859	0,000872	0,000866	0,000256	
30.07.2012	355	0,000887	0,000904	0,000896	0,000278	
15.11.2012	453	0,000908	0,000932	0,000920	0,000282	

Продолжение таблицы 2.2.4.1



Рисунок 2.2.4.1 – График средних значений относительных деформаций ползучести образцов, установленных в возрасте 28 суток, во времени (пресс 4 и 6)



Рисунок 2.2.4.2 – График изменения относительных деформаций усадки образцов, установленных в возрасте 28 суток, во времени (пресс 4 и 6)



Рисунок 2.2.4.3 – График зависимости меры ползучести от времени образцов, установленных в возрасте 28 суток (прессы 4 и 6)

Таблица 2.2.4.2 – Средние значения абсолютных деформаций ползучести и усадки образцов, установленных в возрасте 90 суток

	Время (сутки)	Деформации образцов по показаниям индикаторов, мм.					
Dore							
дата		Пресс № 5	Пресс № 2	Среднее значение	Усадка		
1	2	3	4	5	6		
01.09.2011	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		
01.09.2011	0,065	0,0615	0,0495	0,0555	0,0000		
05.09.2011	4	0,0676	0,0583	0,0629	0,0008		
07.09.2011	6	0,0700	0,0609	0,0654	0,0017		
08.09.2011	7	0,0733	0,0645	0,0689	0,0026		
12.09.2011	11	0,0755	0,0672	0,0713	0,0037		
19.09.2011	18	0,0783	0,0713	0,0748	0,0061		
27.09.2011	26	0,0821	0,0768	0,0794	0,0094		
12.10.2011	41	0,0943	0,0916	0,0930	0,0161		
19.10.2011	48	0,1014	0,1007	0,1011	0,0197		
31.10.2011	60	0,1111	0,1116	0,1113	0,0250		
07.11.2011	67	0,1107	0,1130	0,1119	0,0278		
14.11.2011	74	0,1176	0,1203	0,1189	0,0305		
22.11.2011	82	0,1202	0,1241	0,1222	0,0329		
28.11.2011	88	0,1245	0,1288	0,1267	0,0344		
06.12.2011	96	0,1282	0,1326	0,1304	0,0356		
12.12.2011	102	0,1300	0,1352	0,1326	0,0381		
19.12.2011	109	0,1300	0,1357	0,1328	0,0393		
26.12.2011	116	0,1312	0,1374	0,1343	0,0407		
30.12.2011	120	0,1356	0,1418	0,1387	0,0420		
10.01.2012	131	0,1381	0,1435	0,1408	0,0438		
17.01.2012	138	0,1385	0,1448	0,1416	0,0454		
23.01.2012	144	0,1388	0,1457	0,1422	0,0478		
30.01.2012	151	0,1415	0,1491	0,1453	0,0481		
06.02.2012	158	0,1452	0,1527	0,1489	0,0501		
13.02.2012	165	0,1507	0,1588	0,1547	0,0522		
21.02.2012	173	0,1548	0,1630	0,1589	0,0523		
28.02.2012	180	0,1590	0,1664	0,1627	0,0526		
05.03.2012	186	0,1603	0,1674	0,1638	0,0539		
19.03.2012	200	0,1649	0,1715	0,1682	0,0551		
26.03.2012	207	0,1664	0,1733	0,1698	0,0563		
03.04.2012	215	0,1708	0,1783	0,1745	0,0573		
10.04.2012	222	0,1733	0,1802	0,1768	0,0573		
16.04.2012	228	0,1776	0,1844	0,1810	0,0581		
26.04.2012	238	0,1758	0,1814	0,1786	0,0559		
14.05.2012	256	0,1724	0,1766	0,1745	0,0543		
21.05.2012	263	0,1766	0,1808	0,1787	0,0537		
30.05.2012	272	0,1774	0,1815	0,1795	0,0548		
13.06.2012	286	0,1755	0,1785	0,1770	0,0525		
27.06.2012	300	0,1784	0,1809	0,1796	0,0525		
30.07.2012	333	0,1860	0,1860	0,1860	0,0524		
15.11.2012	431	0,1925	0,1931	0,1928	0,0621		



Рисунок 2.2.4.4 – График средних значений относительных деформаций ползучести образцов, установленных в возрасте 90 суток, во времени (пресс 5 и 2)



Рисунок 2.2.4.5 – График изменения относительных деформаций усадки образцов, установленных в возрасте 90 суток, во времени (пресс 5 и 2)

42



Рисунок 2.2.4.6 – График зависимости меры ползучести от времени образцов, установленных в возрасте 90 суток (пресс 5 и 2)

Выполненные экспериментальные исследования по определению прочностных и деформационных характеристик укладываемого бетона в защитную оболочку энергоблока №3 Ростовской АЭС показали, что бетон соответствует принятому классу В40.

Выполненные испытания показали:

- кубиковая прочность бетона в пересчете на стандартный образец размером 150×150×150 мм составляет 56,6 МПа;
- призменная прочность 41,7 МПа;
- прочность при растяжении (раскалыванием) 3,1 МПа.

Испытания на ползучесть под постоянной нагрузкой позволило определить величину меры ползучести для бетона, которая составила:

- через 431 сутки 2,8 · 10⁻⁵ МПа⁻¹;
- через 453 суток 2,7 · 10⁻⁵ МПа⁻¹.

- 2.3 Анализ результатов натурных наблюдений за изменением напряженнодеформированного состояния защитных оболочек АЭС по показаниям датчиков контрольно-измерительной аппаратуры
- 2.3.1 Размещение датчиков КИА в защитной оболочки АЭС

Размещение и количество датчиков контрольно-измерительной аппаратуры в защитной оболочке выбирается таким образом, чтобы получить картину напряженно-деформированного состояния оболочки в целом и возможность контролировать наиболее напряженные зоны оболочки во все периоды наблюдений.

В качестве первичных средств измерений в системе используются струнные измерительные преобразователи [133, 134, 135, 136] типов ПЛДС, ПСАС, ПЛПС и ПТС:

- Преобразователи линейных деформаций измерительные струнные ПЛДС предназначены для измерения статических относительных линейных деформаций сжатия и растяжения бетонных конструкций, а также не испытывающих изгиба металлических конструкций при контрольных наблюдениях и натурных исследованиях их напряженно-деформированного состояния;
- Преобразователи силы арматурные измерительные струнные ПСАС предназначены для измерения статических растягивающих усилий в арматуре железобетонных конструкций;
- Преобразователи линейных перемещений струнные ПЛПС предназначены для измерения одноосных взаимных перемещений элементов сооружений;
- Преобразователи температуры измерительные струнные ПТС предназначены для измерения температуры элементов сооружений.

Информативным параметром выходного сигнала является период (частота) затухающих колебаний электродвижущей силы. Принцип работы преобразователей основан на зависимости собственной частоты свободных колебаний струнного резонатора от его натяжения [61].

Датчики типа ПСАС устанавливаются группами – «измерительными розетками» – в измерительной точке в меридиональном, кольцевом и радиальном направлении (рисунок 2.3.1.1, *a*). Там же размещаются датчики типа ПЛДС (рисунок 2.3.1.1, *б*) для измерения деформаций бетона от усадки и изменения температуры, и размещаются ненапряженные образцы, так называемые «усадочные конусы».

Преобразователи монтируются в тело оболочки на этапе строительства и размещаются в 4-х вертикальных створах с небольшим смещением от осей и в нескольких сечениях по высоте цилиндра оболочки. Датчики типа ПСАС устанавливаются (ввариваются) в стержневую арматуру в трех точках по толщине стенки: у наружной, внутренней поверхности и в середине сечения несущей стенки оболочки. Подобным образом располагаются датчики ПТС, а ПЛДС и «усадочный конус» с ПЛДС – в середине стенки. Преобразователи типа ПЛПС размещаются в тех же четырех створах с КИА в средней цилиндрической части с внутренней стороны оболочки (на металлической облицовке) [61].



Рисунок 2.3.1.1 – Расположение датчиков КИА

2.3.2 Определение усадки бетона по результатам натурных наблюдений

Изменения напряжений в стержневой арматуре и деформаций в бетоне в период строительства защитной оболочки АЭС обусловлены колебаниями температуры окружающей среды, деформациями усадки бетона и собственным весом вышележащих конструкций.

Влияние температуры в период бетонирования носит особый характер, так как в этот период на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки дополнительно влияет экзотермия бетона.

При возведении массивной монолитной бетонной конструкции, такой как защитная оболочка АЭС, необходимо, чтобы экзотермия бетона по возможности была невысокой, иначе могут возникнуть значительные градиенты температур в бетоне, так как наружные слои конструкции охлаждаются воздухом, а его ядро (центральная часть) может разогреться до достаточно высоких температур. При этом возникают немалые напряжения в теле оболочки, которые могут приводить к возникновению трещин и неоднородностей. Поэтому необходимо сводить к минимуму деформации при температурном воздействии.

В данном подразделе анализируется влияние экзотермии бетона на напряженнодеформированное состояние защитной оболочки энергоблока № 3 Ростовской АЭС на основе показаний датчиков контрольно-измерительной аппаратуры.

Для снижения экзотермии высота укладываемого слоя бетона составляет 1,2 м. По периметру ЗО разбивалась на 12 участков бетонирования (УБ) (рисунок 2.3.2.1).

Монтаж температурных скважин показан на примере исполнительной схемы с отметки 28,550 до 29,750 м в районе УБ-10, УБ-11, УБ-12, УБ-1 (рисунок 2.3.2.2). На этом рисунке можно видеть, что для отвода повышенных температур используется труба диаметром 26,8 × 2,5 мм длиной 1,5 метра.

Ниже приводятся показания датчиков в виде графиков изменения напряжений в стержневой арматуре, деформаций в бетоне и температуры в зависимости от времени. На рисунках для каждой кривой указан тип датчика и место его расположения. При этом используются следующие сокращения: к.в. — кольцевой внутренний, к.н. — кольцевой наружный, м.в. — меридиональный внутренний, м.н. — меридиональный наружный, в. — внутренний, ср. — средний, н. — наружный, рад. — радиальный.

Рассматривается работа датчиков, установленных в цилиндрической части защитной оболочки, результаты измерений представлены на рисунках 2.3.2.3 — 2.3.2.9.



Рисунок 2.3.2.1 – Схема разбивки защитной оболочки на участки бетонирования



Рисунок 2.3.2.2 – Исполнительная схема на монтаж температурных скважин

Для оценки логичности работы датчиков ПЛДС и ПСАС использовались показания температурных датчиков, работа которых показала достаточно стабильные показания за время наблюдения: происходило отслеживание климатических температурных колебаний; фиксировался подъём температуры в бетоне от его экзотермии до 55 °C, затем снижение до 25—30 °C в летний период, подъем до 28 °C и последующее снижение до 5°C в зимний [87].

На графике, представленном на рисунке 2.3.2.3, хорошо прослеживается изменение температуры от экзотермии бетона, в первые сутки после бетонирования температура поднимается до 56 °C и затем снижается до 25 °C в течение 2,5 суток. Напряжения в меридиональной арматуре при этом меняются незначительно. В тоже время в кольцевой арматуре напряжения возрастают до –40 МПа в течение первых суток и затем снижаются до –20 МПа, что связано со стеснением деформаций [88].





В результате, оценка влияния экзотермии бетона на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки на примере энергоблока № 3 Ростовской АЭС на основе показаний датчиков контрольно-измерительной аппаратуры показала, что подъём температуры в бетоне от его экзотермии достигает 56 °C и затем происходит снижение температуры

до 25 °C. При этом максимальные сжимающие напряжения возникают в кольцевой арматуре и возрастают до -40 МПа в течение первых суток, а затем снижаются до -20 МПа. Максимальные сжимающие деформации возникают также в кольцевом направлении и составляют величину порядка $-296 \cdot 10^{-6}$. Такой характер перераспределения напряжений в стержневой арматуре и деформаций в бетоне объясняется тем обстоятельством, что в кольцевом направлении в большей степени возникают ограничения перемещений. Следовательно, в стенке защитной оболочки возможно появление трещин, которое в массивном бетоне носит термический характер [88].

Далее определялись изменения напряжений в стержневой арматуре и деформаций в бетоне от усадки бетона. В этих целях анализировались измерения напряжений в стержневой арматуре и деформаций в бетоне в течение продолжительного времени (от 1 до 2 лет).

На рисунке 2.3.2.4 представлены измерения напряжений в меридиональной и кольцевой стержневой арматуре с момента окончания бетонирования захватки защитной оболочки 15.05.2011 по 10.09.2013 (створ 1, отметка 13,2 м.). Из представленных на этих рисунках показаниях датчиков КИА видно, что в кольцевом направлении в рассматриваемый период не наблюдается существенных приращений сжимающих напряжений в стержневой арматуре [138].

Об этом также свидетельствуют результаты, приведенные на рисунке 2.3.2.5, где можно видеть, что произошло незначительное приращение кольцевых деформаций за тоже время. Изменение показаний приборов обусловлено колебанием температур окружающей среды.

На рисунке 2.3.2.6 можно видеть, что в меридиональном направлении в первом створе на отметке 32,6 м с момента окончания бетонирования захватки оболочки 23.10.2011 по 03.12.2012 наблюдается сжатие в стержневой арматуре (порядка –20 МПа). Очевидно, с увеличением вертикальной нагрузки при наращивании вышележащих блоков бетонирования в вертикальной арматуре происходит нарастание сжимающих напряжений. Поэтому собственный вес вышележащих конструкций наряду с деформациями усадки бетона приводит к увеличению сжатия в оболочке.

Аналогичная картина наблюдается и в третьем створе на отметке 32,6 м с момента окончания бетонирования захватки оболочки 02.11.2011 по 03.12.2012 (рисунки 2.3.2.8 и 2.3.2.9), таким образом, подтверждаются выводы, сделанные выше.



Рисунок 2.3.2.4 – Напряжения в стержневой арматуре и температура в бетоне в течение 2 лет с момента окончания бетонирования захватки защитной оболочки (створ 1, отметка 13,2 м)



Рисунок 2.3.2.5 – Кольцевые деформации и температура в бетоне в течение 2 лет с момента окончания бетонирования захватки защитной оболочки (створ 1, отметка 13,2 м)

50



Рисунок 2.3.2.6 – Деформации и температура в бетоне в течение года с момента окончания бетонирования захватки защитной оболочки (створ 1, отметка 32,6 м)



Рисунок 2.3.2.7 – Напряжения в стержневой арматуре и температура в бетоне в течение года с момента окончания бетонирования захватки защитной оболочки (створ 1, отметка 32,6 м)



Рисунок 2.3.2.8 – Напряжения в стержневой арматуре и температура в бетоне в течение года с момента окончания бетонирования захватки защитной оболочки (створ 3, отметка 32,6 м)



Рисунок 2.3.2.9 – Деформации и температура в бетоне в течение года с момента окончания бетонирования захватки защитной оболочки (створ 3, отметка 32,6 м)

2.3.3 Определение ползучести бетона по результатам натурных наблюдений

В данном подразделе приводится оценка изменения НДС защитной оболочки по показаниям датчиков КИА автоматизированной системы контроля НДС, установленных в защитной оболочке энергоблока № 3 Ростовской АЭС. При этом рассматривается работа приборов с момента окончания преднапряжения 19.12.2013 до начала приемо-сдаточных испытаний 06.08.2014. Результаты измерений представлены в виде графиков приращения напряжений в стержневой арматуре, деформаций, перемещений и температуры в бетоне на примере 1-го створа (рисунки 2.3.3.1—2.3.3.4) [86].

Результаты измерений показывают, что вследствие проявления деформаций ползучести бетона за текущий период произошло увеличение сжимающих напряжений в стержневой арматуре (рисунок 2.3.3.1). При этом в средней части цилиндра приращение напряжений в меридиональной стержневой арматуре составляет ~15—20 МПа, а в кольцевой арматуре — ~25—30 МПа.

Приращения сжимающих деформаций в бетоне с момента окончания преднапряжения защитной оболочки до начала приемо-сдаточных испытаний в средней части цилиндра составили ~45—50·10⁻⁶ в меридиональном направлении и ~75—80·10⁻⁶ в кольцевом направлении (рисунок 2.3.3.2).

В куполе приращение напряжений в меридиональной и кольцевой стержневой арматуре составили порядка 30—40 МПа (рисунок 2.3.3.3).

На рисунке 2.3.3.4 можно видеть, что в средней части купола приращения сжимающих деформаций в бетоне составили ~100·10⁻⁶ в меридиональном и ~120·10⁻⁶ в кольцевом направлении [86].

Таким образом, результаты измерений с момента окончания преднапряжения защитной оболочки до начала приемо-сдаточных испытаний показали, что вследствие проявления деформаций ползучести бетона происходит увеличение сжимающих напряжений в стержневой арматуре и сжимающих деформаций в бетоне.



Рисунок 2.3.3.1 – Приращение напряжений в стержневой арматуре и температуры в бетоне с момента окончания преднапряжения защитной оболочки до начала приемо-сдаточных испытаний (створ 1, отметка 32,6 м)



Рисунок 2.3.3.2 – Приращение деформаций и температуры в бетоне с момента окончания преднапряжения защитной оболочки до начала приемо-сдаточных испытаний (створ 1, отметка 32,6 м)



Рисунок 2.3.3.3 – Приращение напряжений в стержневой арматуре и температуры в бетоне с момента окончания преднапряжения защитной оболочки до начала приемо-сдаточных испытаний (створ 1, купол, R=19 м)



Рисунок 2.3.3.4 – Приращение деформаций и температуры в бетоне с момента окончания преднапряжения защитной оболочки до начала приемо-сдаточных испытаний

(створ 1, купол, R=6 м)

2.4 Сравнение экспериментальных результатов испытаний бетона на усадку с данными натурных наблюдений и расчетными значениями

В данном подразделе приведено сравнение экспериментальных данных, полученных АО «Институт Гидропроект», с расчетными значениями и данными натурных наблюдений защитной оболочки энергоблока №3 Ростовской АЭС.

На рисунке 2.4.1 представлены графики сравнения расчетных, экспериментальных и натурных данных деформаций усадки бетона, которые показывают, что натурные данные по своим значениям близки к расчетным значениям.

Расхождение результатов связано со следующими отличиями:

– различные температурные и влажностные условия. Испытания бетона осуществлялись при постоянной температуре 20—22 °С и влажности 65—70%. Тогда как влияние условий окружающей среды на натурную конструкцию в течение даже одних суток неоднородно. А использованная расчетная методика не представляет возможным учет температурных изменений;

– наличие стержневой арматуры и облицовки. Экспериментальный бетонный образец был не армирован и не имел металлической облицовки, которые учитывались при проведении расчета. А натурная конструкция облицована стальными листами толщиной 6—8 мм с внутренней поверхности и имеет большое количество стержневой арматуры;

– масштабный фактор натурной конструкции. В эксперименте исследовался отдельно взятый образец небольших габаритов, и не учитывалась нагрузка вышележащих слоев бетона, так же как и в расчете не учитывался собственный вес вышележащих конструкций ЗО;

– различный массообмен с окружающей средой. В экспериментальном образце металлические пластины были приклеены к торцам сверху и снизу, соответственно массообмен происходил с четырех сторон. В расчете принимался модуль открытой поверхности, близкий к натурной конструкции.

Приведенные в настоящем разделе результаты определения влияния деформаций усадки бетона на НДС ЗО АЭС показали значительное превышение экспериментальных результатов над расчетными и натурными данными по причине различных температурных и влажностных условий, отсутствия стержневой арматуры и облицовки, неучитывания нагрузки вышележащих слоев бетона и различного массообмена с окружающей средой. Поэтому при оценке напряженно-деформированного состояния защитных оболочек АЭС при воздействии эксплуатационных и аварийных нагрузок необходимо использовать детальные расчетные модели, в которых учитываются все факторы, указанные выше [88]. Разработанные по данным результатам модели будут описаны в следующей главе.



Рисунок 2.4.1 – График сравнения расчетных, экспериментальных и натурных данных деформаций усадки бетона

2.5 Выводы по главе 2

1. Расчетным путем определены деформации усадки и ползучести бетона, деформации и напряжения в арматуре и бетоне от усадки и ползучести бетона защитной оболочки АЭС.

2. Выполнен анализ экспериментальных исследований по определению прочностных и деформационных характеристик укладываемого в защитную оболочку энергоблока №3 Ростовской АЭС бетона, который показал соответствие принятому классу.

Результаты показали, что средняя фактическая прочность бетона в пересчете на стандартную кубиковую прочность, полученная в ходе лабораторных испытаний бетона, составляет 45,3 МПа в возрасте 28 суток и 57,3 МПа в возрасте 90 суток, что превышает нормативные значения.

Анализ результатов испытаний на ползучесть под постоянной нагрузкой позволили определить величину меры ползучести для бетона при нагружении в возрасте 28 суток, которая составила 2,8 · 10⁻⁵ МПа⁻¹ и 2,7 · 10⁻⁵ МПа⁻¹ для бетона при нагружении в 90 суток.

3. Проведен анализ результатов натурных наблюдений за изменением напряженнодеформированного состояния защитной оболочки АЭС по показаниям датчиков контрольноизмерительной аппаратуры.

57

Проанализировано влияние экзотермии бетона на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки энергоблока № 3 Ростовской АЭС на основе показаний датчиков КИА. Оценка показала, что полученный характер перераспределения напряжений в стержневой арматуре и деформаций в бетоне объясняется тем обстоятельством, что в кольцевом направлении в большей степени возникают ограничения перемещений. Следовательно, в стенке защитной оболочки возможно появление трещин, которое в массивном бетоне носит термический характер.

Анализ изменения напряжений в стержневой арматуре и деформаций в бетоне от усадки бетона с момента окончания бетонирования захватки в течение 12—27 месяцев показал незначительные приращения сжимающих напряжений в стержневой арматуре и деформаций в бетоне в кольцевом направлении. В меридиональном направлении наблюдается сжатие в стержневой арматуре порядка –20 МПа. Очевидно, с увеличением вертикальной нагрузки при наращивании вышележащих блоков бетонирования в вертикальной арматуре происходит нарастание сжимающих напряжений. Поэтому собственный вес вышележащих конструкций наряду с деформациями усадки бетона приводит к увеличению сжатия в оболочке.

Оценка результатов измерений с момента окончания преднапряжения защитной оболочки до начала приемо-сдаточных испытаний показала увеличение сжимающих напряжений в стержневой арматуре и сжимающих деформаций в бетоне вследствие проявления деформаций ползучести бетона.

4. Проведенный анализ расчетных, экспериментальных и натурных данных деформаций усадки бетона показал, что величины деформации усадки бетона в натурной конструкции могут существенно отличаться от данных, полученных на образцах. Прежде всего, это связано с различными температурными и влажностными условиями. Кроме того, поскольку из-за наличия металлической облицовки массообмен с окружающей средой происходит только через наружную поверхность, величина усадки бетона по сечению стены может быть различной: максимальное ее значение будет у наружной поверхности, минимальное – у внутренней. Также при испытании бетонных образцов не учитывался масштабный фактор натурной конструкции, к тому же отсутствовала стержневая арматура и облицовка.

Для получения объективной картины напряженно-деформированного состояния защитных оболочек АЭС при воздействии эксплуатационных и аварийных нагрузок необходимо использовать детальные расчетные модели, в которых могут быть учтены особенности реологических характеристик бетона. Указанные модели будут представлены в третьей главе. З Разработка детальных численных моделей защитной оболочки АЭС и выполнение расчетного анализа напряженно-деформированного состояния с учетом влияния реологических характеристик бетона и воздействия неравномерно распределенных нагрузок внутри сечения стенки сооружения

3.1 Алгоритмы и методы расчета. Краткое описание программного средства

Разработка расчетных моделей выполнялась с использованием программного комплекса CONT, аттестованного в Ростехнадзоре РФ (паспорт №347 от 21.11.2013 г.) [122].

Программный комплекс (ПК) CONT предназначен для трехмерного статического (квазистатического) расчета напряженно-деформированного состояния защитных оболочек АЭС различных типов, а также других строительных объектов, при воздействии эксплуатационных и проектных аварийных нагрузок. Расчеты проводятся с использованием метода конечных элементов и метода суперэлементов [62, 63, 109, 121, 140]. При анализе НДС моделируются следующие виды нагрузок: собственный вес, инерционные (сейсмические) нагрузки, силовое воздействие, температурное воздействие. Расчеты НДС могут проводиться в линейной упругой, а также в нелинейной постановке с учетом упругопластических деформаций и деформаций ползучести, а также с учетом трещинообразования в бетоне железобетонных конструкций [74].

Для подготовки моделей и визуализации результатов используются универсальные программы, включающие два программных модуля:

«Программа SubFEM_Collection 1.0 – препроцессор для автоматического формирования объемных и стержневых конечноэлементных моделей конструкций из базовых элементов библиотеки. Библиотека включает более 30 базовых элементов, представляющих собой фрагменты цилиндров, тел вращения, гибов трубопроводов, плит, сферических и эллиптических крышек с отверстиями, патрубками, сквозными и поверхностными трещинами;

Программа SubFEM_View 1.0 – постпроцессор для визуализации результатов численного анализа, визуального контроля корректности конечноэлементных и суперэлементных моделей, построенных с применением программы SubFEM_Collection 1.0, задания геометрических и силовых граничных условий;

Программа CONT – расчетное ядро системы, реализующее алгоритмы традиционного метода конечных элементов и метода суперэлементов для задач расчета напряженнодеформированного состояния защитных оболочек и строительных конструкций АЭС» [74].

В составе ПК CONT не содержится встроенных физических констант. Все данные вводятся для каждой модели в качестве исходных через систему меню главного окна расчетной программы, а также с помощью пре- и пост- процессора. Размер моделей (по количеству степеней свободы) ограничивается только параметрами компьютера [122].

3.2 Расчетный анализ влияния работы полярного крана на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки АЭС

Одним из объектов инфраструктуры, вызывающих неравномерность напряженнодеформированного состояния защитной оболочки АЭС, является мостовой кран кругового действия (полярный кран). Он устанавливается под куполом в здании реакторного отделения и перемещается по круговому рельсу на 360° над шахтой реактора, что позволяет совершать транспортные операции в любой точке здания (рисунок 3.2.1). На стадии строительства кран выполняет основные грузоподъемные и транспортные операции в защитной оболочке, в частности, подъем и транспортирование на монтажные места оборудования первого контура (корпуса реактора, парогенераторов, циркуляционных насосов, трубопроводов), машины перегрузки топлива и иных грузов. На стадии эксплуатации он обслуживает механомонтажные операции в период текущих планово-предупредительных работ, перемещает свежее и отработавшее топливо, при выводе из эксплуатации энергоблока выполняет подъемно-транспортные операции по демонтажу оборудования герметичной зоны реакторного отделения [114].



Рисунок 3.2.1 – Общий вид крана кругового действия

Монтаж крана выполняется на стадии возведения цилиндрической части до начала установки армокаркаса купола. Соответственно влияние полярного крана на напряженнодеформированное состояние защитной оболочки начинается уже с его установки на рельсовый путь. На этой стадии на конструкцию оболочки действуют нагрузки от веса полярного крана, полная масса которого с учетом подкранового рельса составляет 650 тонн, а при эксплуатации крана добавляется нагрузка от веса монтируемого оборудования. Стена ЗО в зоне крепления консоли воспринимает момент силы, который вызывает деформации сооружения.

По результатам обследования защитной оболочки на внешней поверхности в районе крепления крана по всей окружности были обнаружены трещины. Причем с течением времени наблюдений возрастало число трещин, их ширина и глубина раскрытия [114]. Поскольку трещины были расположены, главным образом, в вертикальном направлении, было сделано предположение, что образовались они под действием кольцевых усилий в стенке оболочки, которые могли быть вызваны только работой полярного крана.

Целью данного этапа работы является изучение вопроса о возникновении эллиптичности и трещинообразования стенки защитной оболочки АЭС при воздействии нагрузок от мостового крана кругового действия в период возведения сооружения.

В этой связи для анализа напряженно-деформированного состояния защитной оболочки АЭС на воздействие неравномерно распределенных нагрузок, вызванных работой полярного крана, и определения влияния этих нагрузок на эксплуатационные качества сооружения разработаны расчетные модели, позволяющие учитывать не только симметричные варианты нагружения крана по центральной оси оболочки, но и несимметричные при смещении нагрузки вдоль оси крана к стенке защитной оболочки.

В данном подразделе приводятся результаты расчета напряженно-деформированного состояния защитной оболочки на действие нагрузок полярного крана — собственного веса, воздействия при испытаниях и монтаже корпуса реактора [91].

3.2.1 Описание расчетной модели

Модель защитной оболочки АЭС с полярным краном имеет одну плоскость симметрии — вдоль оси крана и включает половину ее цилиндрической части. Расчетная модель состоит из 1 396 263 узлов и 1 672 288 конечных элементов: 8-узловых объемных, моделирующих бетон, стальную облицовку, кран, подкрановые конструкции, и 2-узловых стержневых, моделирующих окружную, меридиональную и радиальную арматуру, а также дополнительную арматуру в зоне закладных деталей под подкрановую консоль (рисунок 3.2.1.1 – 3.2.1.3). Кран моделируется упрощенно в виде призматического тела эквивалентной массы. Подробно смоделированы подкрановые пути, подкрановые консоли и зоны их крепления к стенке оболочки. Модель соответствует стадии возведения оболочки, при которой цилиндрическая часть построена, купола еще нет.



Рисунок 3.2.1.2 – Окружная, меридиональная и радиальная арматура, а также дополнительная арматура в зоне закладных деталей под подкрановую консоль внутри стенке ЗО



Рисунок 3.2.1.3 – Укрупненный фрагмент модели, содержащий подкрановые конструкции

3.2.2 Напряженно-деформированное состояние ЗО при воздействии собственного веса полярного крана после его монтажа

С использованием описанной выше конечноэлементной модели были проведены расчеты напряженно-деформированного состояния защитной оболочки при воздействии веса крана после его монтажа.

На рисунке 3.2.2.1, *а* показаны перемещения стенки оболочки и подкрановых конструкций в направлении оси крана. Можно отметить, что в зоне подкрановых консолей, ближайших к опорным конструкциям крана имеет место характерное выпучивание стенки оболочки (показанное в увеличенном масштабе с умножением перемещений на 1000). Это связано с совместным деформированием подкрановых путей с краном и стенки оболочки. Величина перемещений составляет порядка 2,27 мм, что увеличивает диаметр 3О на 4,54 мм. Это значение достаточно хорошо соответствует результатам измерений при повороте крана на 90⁰ после монтажа, где увеличение диаметра вдоль оси крана составило 4,66 мм [93].

Расчет перемещений в направлении, перпендикулярном оси крана, показал уменьшение диаметра на 2,3 мм, измерения — на 3,02 мм (рисунок 3.2.2.1, *б*). Различие расчетных и экспериментальных значений можно объяснить тем, что модель в точности соответствует проектной документации, тогда как конструкция подкрановых путей реального сооружения может иметь отклонение от проектных размеров.

Качественно картина изменения геометрии оболочки от воздействия собственного веса полярного крана, полученная в расчетах, соответствует измерениям: диаметр оболочки, расположенный вдоль оси крана, увеличивается, поперечный диаметр сокращается.

На рисунке 3.2.2.2 представлены окружные и меридиональные напряжения в бетоне стенки оболочки при воздействии собственного веса полярного крана.







Рисунок 3.2.2.1 – Перемещения стенки оболочки и подкрановых конструкций в направлении оси (*a*) и перпендикулярном оси крана (б)





+1.80E+000 MAX = +2.00E+000 Анализ показал, что при воздействии на цилиндрическую часть оболочки веса полярного крана в результате выпучивания наружу стенки защитной оболочки в зоне подкрановых консолей, расположенных вдоль оси крана, на внешней поверхности бетонной стенки оболочки возникают растягивающие окружные и меридиональные напряжения ~2 МПа. Зона растягивающих меридиональных напряжений менее протяженная, чем растягивающих окружных напряжений. Полученный уровень растягивающих напряжений близок к пределу прочности бетона на растяжение, следовательно, в зонах расположения подкрановых консолей на внешней стороне защитной оболочки могут образовываться меридиональные трещины незначительной глубины [87]. Напряжения в указанных областях могут быть и больше расчетных с учетом отклонений рельсового пути крана от идеальной окружности. Особенно неблагоприятно уменьшение диаметра подкрановых путей, так как усилие распора подкрановых путей и стенки оболочки в результате совместного деформирования с краном в этом случае должно возрастать [93].

Напряжения в стальных подкрановых конструкциях от воздействия собственного веса полярного крана относительно невелики и не превышают половины предела текучести даже в зонах наибольшей концентрации.

Основной причиной появления растягивающих напряжений на внешней поверхности ЗО в зоне подкрановых консолей является совместное деформирование подкрановых конструкций с краном и стенки оболочки. Под действием веса крана и поднимаемого груза подкрановая консоль прогибается вниз. При этом головка рельса из-за поворота сечения стремится переместиться к оси оболочки. Однако опорные конструкции крана не позволяют ей смещаться — кран и подкрановые конструкции совместно распирают оболочку наружу [93].

Снижение риска образования указанных трещин возможно при сведении к минимуму уменьшение диаметра подкрановых путей.

3.2.3 Напряженно-деформированное состояние ЗО при испытаниях полярного крана

Статические испытания крана проводились гидронагружателем с усилием, равным 125% паспортной грузоподъемности крана 462 т. В реакторном отделении энергоблока № 4 Ростовской АЭС специалистами ВИТИ НИЯУ МИФИ были измерены геометрические параметры полярного крана в период его испытания [34, 114, 115, 116] (рисунок 3.2.3.1).

66



Рисунок 3.2.3.1 – Испытания полярного крана гидронагружателем

Итогом работ стали следующие результаты:

- деформация оболочки на диаметре, совпадающем с направлением строительных осей II—IV, составила +2 мм, при последующем нагружении крана до 420 т — +1,6 мм;
- перемещения отражающих элементов, установленных на концах контролируемого диаметра, составили равные значения, соответствующие –1 мм;
- изменение строительного подъема достигло –50 мм, при полной разгрузке крана мост в течение суток после испытания вернулся в исходное положение.

Был выполнен расчет напряженно-деформированного состояния защитной оболочки при испытаниях полярного крана.

Расчетные перемещения составляют ~2,01 мм, что соответствует измерениям (рисунок 3.2.3.2, *a*). В зоне подкрановых консолей, ближайших к опорным конструкциям крана, наблюдается характерное выпучивание стенки оболочки, показанное в увеличенном масштабе с умножением перемещений на 1000. Это связано с совместным деформированием подкрановых путей с краном и стенки оболочки. Перпендикулярно оси крана наблюдается уменьшение диаметра на величину 1,02 мм (рисунок 3.2.3.2, *б*) [91, 93].

На рисунке 3.2.3.3 представлены окружные и меридиональные напряжения в бетоне стенки оболочки при воздействии испытательной нагрузки полярного крана.



Рисунок 3.2.3.2 – Перемещения стенки оболочки и подкрановых конструкций в направлении оси (*a*) и перпендикулярном оси крана (б)

б



Рисунок 3.2.3.3 – Окружные (*a*) и меридиональные (*б*) напряжения в бетоне стенке оболочки при воздействии испытательной нагрузки полярного крана

3.2.4 Напряженно-деформированное состояние ЗО при монтаже корпуса реактора

При монтаже корпуса реактора из транспортного коридора нагрузка от полярного крана воздействовала, главным образом, на одну сторону крана. В дальнейшем при подъеме на отметку 36 м она перемещалась к центру оболочки.

Проведенный анализ показал, что воздействие крана кругового действия на подкрановый путь и защитную оболочку в период его испытаний не является максимальным. Следует отметить, что масса корпуса реактора составляет 320 т и при его подъеме на ближнюю к транспортному коридору сторону крана приходится 297,7 т распределенной нагрузки, в то время как при испытаниях на ту же сторону только 230 т. Следствием этого является образование меридиональных трещин на наружной поверхности защитной оболочки. Это необходимо учитывать при проектировании и строительстве защитных оболочек АЭС нового поколения (АЭС-2006 и ВВЭР-ТОИ).

Расчет показал, что перемещение стенки оболочки, ближней к транспортному коридору, составляет 1,23 мм (рисунок 3.2.4.1). В результате выпучивания наружу стенки защитной оболочки в зоне установки подкрановых консолей, расположенных вблизи транспортного коридора, на внешней поверхности оболочки возникают растягивающие окружные и меридиональные напряжения ~3 МПа (рисунок 3.2.4.2). Полученный уровень растягивающих напряжений превышает предел прочности бетона на растяжение и, следовательно, в зонах расположения подкрановых консолей на внешней стороне защитной оболочки могут образовываться меридиональные трещины [91, 93]. Этот вывод подтверждают результаты обследования защитной оболочки энергоблока № 3 Ростовской АЭС, на внешней поверхности которой в районе крепления крана по всей окружности были обнаружены трещины. Причем с течением времени наблюдений возрастало число трещин, их ширина и глубина раскрытия [114, 115]. Поскольку трещины были расположены, главным образом, в вертикальном направлении, было сделан вывод, что образовались они под действием кольцевых усилий в стенке оболочки, которые могли быть вызваны только работой полярного крана.



Рисунок 3.2.4.1 – Перемещения стенки оболочки и подкрановых конструкций в направлении оси (*a*) и перпендикулярном оси крана (б)

б



б

Рисунок 3.2.4.2 – Окружные (*a*) и меридиональные (*б*) напряжения в бетоне стенки оболочки при воздействии транспортировки корпуса реактора полярного крана
3.2.5 Температурное воздействие в зоне расположения полярного крана

Важной конструктивной особенностью защитных оболочек АЭС унифицированной серии (к которым относятся ЗО энергоблоков Ростовской АЭС) является то, что они на 2/3 окружены обстройкой. Часть цилиндра, находящаяся над обстройкой, претерпевает большие деформации вследствие перепада температур: зимой в зоне выше обстройки температура опускается ниже – 20 °C, а внутри нее составляет +20 °C. По этой причине усиливается трещинообразование бетона и, следовательно, снижается долговечность конструкции [94].

Согласно полученным кафедрой прикладной геодезии Ростовского данным, государственного строительного университета на энергоблоке № 1 Ростовской АЭС, установлено, что на геометрию подкрановых путей полярного крана (оболочка, консоль, подкрановая балка, рельс) оказывает влияние нестабильность геометрических параметров гермооболочки, вызванных следующими факторами: при первом ее обжатии СПЗО (≥±20 мм), температурными деформациями — около ±10 мм, ежегодным уменьшением диаметра оболочки ~5 мм в первые четыре года эксплуатации [78]. Однако проектами специальных грузоподъемных кранов АЭС предусмотрен допуск на эллиптичность ±5 мм при укладке кранового пути. В этих условиях возникает необходимость регулировки положения подкрановых путей, которая вызывает большие затраты на ТО и ремонт. Но главное, что изменение геометрии ЗО способно неблагоприятно повлиять на ресурс крана и оборудования.

Наибольшее отрицательное влияние колебания температуры окружающей среды, приводящие к изменению геометрических параметров конструкции, оказывают в зоне расположения подкрановых путей (на расстоянии ~1,5 м над обстройкой) [77].

Рекомендуется наружную поверхность цилиндрической части защитной оболочки в зоне над обстройкой покрывать теплоизоляционным слоем, уменьшая, таким образом, негативные воздействия температуры окружающей среды и увеличивая срок службы конструкции.

Применение теплоизоляции должно снизить значительные сжимающие напряжения на внутренней поверхности бетонной стенки и в металлической облицовке, деформации ползучести бетона, вследствие чего уменьшить потери усилий в арматурных канатах. В результате сокращения градиента температур по толщине стены защитной оболочки, должно произойти уменьшение деформируемости в зоне расположения подкрановых путей. И как следствие, сократятся трудовые и материальные затраты на техническое обслуживание и ремонт АЭС в части регулировки подкрановых путей. Итогом станет продление ресурса конструкции за счет снижения отрицательных последствий климатических воздействий [94].

3.3 Расчет защитной оболочки при воздействии нагрузок действующих внутри стенки защитной оболочки АЭС с ВВЭР-1000. Определение влияния давления инъекционного раствора на трещиностойкость конструкции

Предварительное напряжение защитной оболочки необходимо для предотвращения раскрытия трещин при всех видах воздействий, включая давление при максимальной проектной аварии. Первоначально в ЗО отечественного производства применялась система преднапряжения СПН-1000, однако в АЭС нового поколения используется другая система СПЗО-М.

До недавнего времени при анализе напряженно-деформированного состояния защитной оболочки АЭС не уделялось достаточного внимания особенностям воздействия криволинейных арматурных канатов, располагаемых внутри сечения стенки оболочки, на характер распределения внутренних усилий. При использовании арматурных канатов непрерывной навивки в СПН-1000 это воздействие было незначительным ввиду многоступенчатого подъема усилий в них и создания, таким образом, фонового обжатия конструкции, что значительно снижало возможность трещинообразования в бетоне [92].

В настоящее время применяется система преднапряжения защитной оболочки СПЗО-М, при которой натяжение выполняется сразу на полное усилие, что создает опасность трещинообразования внутри стенки из-за отсутствия фонового обжатия. Кроме того, ввиду особенности технологии монтажа арматурных элементов, при которой каналообразователи инъектируются цементным раствором под давлением до 1 МПа, существует возможность трещинообразования на этапе возведения.

Учитывая вероятность значительной концентрации напряжений в зонах пересечения каналообразователей, возникла необходимость создания расчетного аппарата для оценки такого воздействия. Для этого была построена расчетная модель защитной оболочки, которая отображает особенности рассматриваемой конструкции, состоящей из разнородных материалов и имеющей сложную конфигурацию отдельных элементов [90, 142].

3.3.1 Механизмы трещинообразования в бетоне

Опыт эксплуатации показывает, что система преднапряжения защитной оболочки АЭС с ВВЭР-1000, включающая 96 арматурных канатов в цилиндрической части ЗО и 36 армоканатов в купольной, требует постоянного контроля и, в некоторых случаях, нуждается в замене отдельных арматурных канатов [76]. В этой связи для обеспечения минимально допустимого уровня натяжения арматурных канатов в период эксплуатации производится замена отдельных арматурных канатов в период эксплуатации производится замена отдельных арматурных канатов СПН-1000 на арматурные пучки СПЗО-М.

Конструкция арматурного пучка представлена на рисунке 3.3.1.1. Пучок состоит из 46 арматурных канатов (для АЭС ВВЭР-1000 проекта В-320), закрепленных на концах цанговыми зажимами. Витой армоканат состоит из 7 высокопрочных проволок в полиэтиленовой оболочке.

Каналообразователи защитной оболочки после протягивания канатов инъектируются цементным раствором. Полости защитного и внутреннего кожухов заполняются консервирующим парафиновым раствором. Коррозионная стойкость каната обеспечивается его смазкой по всей длине в полиэтиленовой оболочке.



Рисунок 3.3.1.1 – Конструкция арматурного пучка с витыми канатами в полиэтиленовой оболочке французской фирмы «Фрейссине»

В соответствии с технологией перед монтажом арматурных канатов проверяется герметичность каналообразователей с целью предотвращения утечки и попадания раствора в соседний каналообразователь. Герметичность каналообразователей контролируется нагнетанием сжатого воздуха при максимальном давлении 0,05 МПа — давление внутри каналообразователя не должно снижаться более чем на 0,01 МПа в течение 30 с. Далее каналообразователи заполняются раствором под давлением до 1 МПа.

Условием безопасной эксплуатации системы преднапряжения защитной оболочки является ее ремонтопригодность. Система СПН-1000 на протяжении всего срока службы остается ремонтопригодной – поскольку каналообразователи остаются полыми существует возможность подтяжки и замены арматурных канатов. А вопрос ремонтопригодности СПЗО-М

остается открытым. Поскольку в случае возможного переплетения канатов по длине пучка (в особенности в зонах обхода технологических отверстий и проходок), усадки и ползучести бетона, объемного сжатия с учетом деформирования оболочки при её обжатии будет крайне затруднительна вытяжка арматурного каната длиной ~100 м без повреждения полиэтиленовой оболочки и установка каната вследствие этого.

Следует отметить, что вследствие замены арматурных канатов СПН-1000 на арматурные пучки СПЗО-М иногда наблюдали выступающий снаружи защитной оболочки инъекционный раствор. Такие случаи отмечались при замене цилиндрических и купольных канатов ЗО действующих АЭС (энергоблока № 1 Калининской АЭС и № 5 Нововоронежской АЭС). Очевидно, это происходило потому, что давление инъекционного раствора вызывало трещинообразование в бетоне вблизи каналообразователей. Возможные отрицательные последствия этого явления заключаются в снижении жесткости защитной оболочки вследствие образования трещин, следовательно, снижении способности воспринимать аварийную нагрузку. Кроме того, если инъекционный раствор через трещины будет оказывать давление на соседний каналообразователь и он при этом деформируется или раствор просочится в соседний канал. могут возникнуть сложности с демонтажем арматурного каната, находящегося в этом канале.

В практике строительства защитных оболочек АЭС отмечались случаи, когда цементный раствор попадал внутрь каналообразователей, и они становились непроходимыми. При данных обстоятельствах установить напрягаемые арматурные канаты в забитые бетоном каналообразователи не представляется возможным. Для удаления затвердевшего бетона из каналообразователей используется метод микровзрыва или разрушения наружного слоя бетона для обеспечения доступа к забитому бетоном участку каналообразователя.

Установлено, что соединительные муфты (рисунок 3.3.1.2) обеспечивают герметичность на прямолинейных участках каналов, однако каналообразователи в защитной оболочке располагаются по радиусу порядка 35 м и менее. При этом возникает опасность того, что при инъектировании раствор может через муфты проникать за пределы каналообразователя и создавать давление на бетон.



Рисунок 3.3.1.2 – Муфты для соединения каналообразователей

Трещины в бетоне вблизи каналообразователей могут образовываться ещё на стадии предварительного напряжения. Это дополнительно указывает на актуальность расчетных и экспериментальных исследований влияния давления инъекционного раствора на трещиностойкость защитной оболочки.

Анализ НДС ЗО по показаниям датчиков КИА говорит о растягивающих напряжениях в радиальной стержневой арматуре, причиной возникновения которых могу служить конструктивные особенности СПЗО – расположение канатов в 3 слоя на расстоянии 400, 650 и 900 мм от внутренней поверхности оболочки. Появление растягивающих напряжений вблизи каналообразователей ещё на стадии преднапряжения способно привести к образованию локальных трещин в бетоне.

3.3.2 Описание расчетной модели

Во время преднапряжения арматурные канаты воздействуют на стенку оболочки в средней части сечения. При этом обжатие наружного слоя бетона происходит в результате уменьшения радиуса внутренних обжимаемых слоев, тянущих наружный слой за собой. Вследствие этого на границе возникают растягивающие напряжения. Кроме того, значительный градиент температур между внутренним и наружным слоями бетона, и воздействующие при этом на стенку температурные нагрузки, вызывают появление значительных растягивающих напряжений. А также сами каналообразователи являются концентраторами напряжений из-за круглой формы. В конечном счете, столь сложное напряженное состояние может привести к трещинообразованию между наружным и внутренним обжимаемыми слоями.

Для подтверждения этих выводов была разработана детальная численная модель защитной оболочки, в которой промоделированы реальная геометрия, положение каналообразователей по толщине стенки в три слоя, стержневая арматура в кольцевом, меридиональном, радиальном направлениях и герметизирующая облицовка.

Моделировались по отдельности фрагменты верхней и нижней части защитной оболочки, представляющие собой сектор 90°, на границах которого задавались условия симметрии. Такое решение было принято ради сокращения компьютерных ресурсов, потому как моделирование реальной геометрии приводит к необходимости сильного измельчения сетки конечных элементов, вследствие чего количество элементов и степеней свободы полномасштабной модели ЗО может достигать нескольких миллионов.

Модель верхней части включает купол, опорное кольцо в зоне перехода от цилиндрической части к сферическому куполу, подкрановую балку и цилиндрическую часть (рисунок 3.3.2.1). На рисунке 3.3.2.2 изображены конструктивные элементы. Они показаны различными цветами, соответствующими различным номерам материалов.

На рисунке 3.3.2.3 показан фрагмент поперечного сечения цилиндрической части оболочки, на котором видно положение каналообразователей преднапрягаемой арматуры в 3 слоя по толщине оболочки — на расстоянии 400, 650 и 900 мм от внутренней поверхности. Внутрь каждого отверстия каналообразователя вставлен вкладыш толщиной 10 мм (материал на рисунке 3.3.2.2), имеющий свойства полиэтилена.

Ненапрягаемая арматура моделируется вблизи внутренней и наружной поверхностей 30 с применением стержневых конечных элементов, которые работают совместно с объемными конечными элементами, моделирующими бетон. Для этого разработан специальный алгоритм, не требующий совпадения сеток арматуры и бетонной стенки «узел в узел».

На рисунке 3.3.2.4 представлена модель ¹/₄ части нижнего фрагмента защитной оболочки, включая зону вута и соединения оболочки с фундаментной плитой. На внутренней поверхности фрагмента моделируется облицовка, а также укрепление в зоне проходки диаметром 4 м.



Рисунок 3.3.2.1 – Конечноэлементная модель верхней части оболочки



Рисунок 3.3.2.2 – Конечноэлементная модель верхней части защитной оболочки из 354 115 конечных элементов, 416 368 узлов, 1 249 404 степеней свободы: — бетон; — вкладыши в каналообразователи; — облицовка; — подкрановая консоль



Рисунок 3.3.2.3 – Фрагмент поперечного сечения модели цилиндрической части защитной оболочки с указанием положения каналообразователей



🗖 — вкладыши в каналообразователи; 🗖 — облицовка; 🔜 — фундаментная плита

При моделировании нагрузки от напрягаемых арматурных канатов учитывалось:

- силовое воздействие каждого каната в отдельности,
- траектории канатов в соответствии с натурной конструкцией,
- влияние коэффициента трения канатов о стенки каналообразователей,
- изменение усилий в напрягаемой арматуре в зависимости от нагрузки,
- особенность распределения усилий по длине каната, а именно снижение усилий на части его длины вблизи тяжного анкера, обусловленное передачей нагрузки с домкрата на анкерное устройство [90].

Давление раствора на бетон может передаваться через каналообразователь при его герметичности и напрямую на бетон в случае потери герметичности. Поэтому особое внимание уделялось зонам пересечения каналообразователей.

Учет ползучести бетона при численном решении задачи об определении напряженнодеформированного состояния защитной оболочки производился итерационным методом начальных напряжений с постоянной матрицей жесткости конструкции. Для реализации этого метода необходимо уметь определять величины скоростей деформаций ползучести.

Рассмотрено два варианта конструкции:

1) Оболочка с полиэтиленовыми каналообразователями;

2) Оболочка без полиэтиленовых каналообразователей в каналах;

Расчеты выполнялись для случаев инъектирования каналообразователей цилиндра:

- у наружной поверхности стены,
- в средней части стены,
- у внутренней поверхности стены.

В купольной части — у наружной и внутренней поверхности стены.

Для варианта с полиэтиленовыми каналообразователями проведены расчеты дополнительных подвариантов когда производится одновременное инъектирование двух перекрещивающихся канатов:

а) среднего и наружного,

б) среднего и внутреннего.

Для проведения расчетов было разработано две модели фрагмента конструкции цилиндрической части ЗО, содержащие каналы для установки канатов системы преднапряжения, расположенные по винтовым линиям, геометрия которых полностью соответствует проектной. Разработанные модели показаны на рисунках 3.3.2.5 – 3.3.2.7.



Рисунок 3.3.2.5 – Модель №1 фрагмента цилиндрической части ЗО с полиэтиленовыми каналообразователями: — бетон; — полиэтиленовые каналообразователи; — стальная облицовка. Содержит 457920 20-узловых конечных элементов и 2058624 узлов



Рисунок 3.3.2.6 – Расположение полиэтиленовых каналообразователей в модели №1



Рисунок 3.3.2.7 – Модель №2 фрагмента цилиндрической части ЗО без полиэтиленовых каналообразователей: — бетон; — стальная облицовка. Содержит 371904 20-узловых конечных элементов и 1709952 узлов

3.3.3 Напряженно-деформированное состояние защитной оболочки при воздействии давления инъекционного раствора

Был выполнен расчет напряженно-деформированного состояния защитной оболочки от воздействия давления инъекционного раствора 1 МПа при заполнении каналообразователей. Модуль упругости материала каналообразователей принят равным 800 МПа.

Как показали расчеты, максимальные главные напряжения на наружной и внутренней поверхностях стенки защитной оболочки в ее цилиндрической части при инъектировании каналообразователей возле наружной и внутренней поверхностях стенки и в средней части не превышают 0,6 МПа (таблица 3.3.3.1). Следовательно, процесс инъектирования канала под давлением 1 МПа не может приводить к образованию трещин в бетоне на наружной поверхности оболочки.

Расчеты показали, что максимальные главные напряжения в зонах наиболее тонких перемычек между перекрещивающимися каналами при наличии полиэтиленовых каналообразователей достигают 1.3 МПа, а В зоне вблизи контура отверстия каналообразователя — 1,5 МПа. Данный уровень напряжений не приведет к разрушению бетона в зонах пересечения каналообразователей. При отсутствии полиэтиленовых каналообразователей напряжения достигают 1,9 МПа, что может приводить к образованию трещин в бетоне между перекрещивающимися каналами.

При одновременном инъектировании срединного и наружного или внутреннего каналов максимальные главные напряжения в зонах наиболее тонких перемычек бетона между перекрещивающимися каналами при наличии полиэтиленовых каналообразователей достигают 2 МПа (рисунки 3.3.3.1 и 3.3.3.2). Такие напряжения могут приводить к образованию трещин в бетоне перемычки (в локальной области), поэтому необходимо исключать одновременное инъектирование срединного и наружного или внутреннего каналов.









б)

Рисунок 3.3.3.1 – Распределение максимальных главных напряжений в бетоне стенки ЗО в модели № 1 при одновременном инъектировании среднего и наружного каналов: *а*) в окрестности наружного канала, *б*) в поперечном сечении стенки







Рисунок 3.3.3.2 – Распределение максимальных главных напряжений в бетоне стенки ЗО в модели № 1 при одновременном инъектировании среднего и внутреннего каналов: *а*) в окрестности среднего канала, *б*) в поперечном сечении стенки

3.4 Расчет напряженно-деформированного состояния защитной оболочки с учетом ползучести бетона. Оценка потерь усилий в арматурных канатах СПЗО-М

Для того чтобы оценить уровень потерь усилий в канатах системы СПЗО-М из-за изменения геометрии оболочки вследствие процесса ползучести бетона тела оболочки, находящейся в течение длительного времени под действием сжимающих напряжений, создаваемых системой преднапряжения, необходимо выполнить моделирование процесса деформирования оболочки с учетом действующих нагрузок и характеристик ползучести бетона. Учитывая, что коэффициенты в формулах для задания деформаций ползучести бетона [131] представлены в общем виде, необходимо уточнить их значения для рассматриваемой конструкции путем сравнения расчетных данных по радиальным перемещениям стенки оболочки и измеренным данным на отметке 39,6 м, а также сравнить расчетные и экспериментальные данные по изменению уровня напряжений в меридиональной и кольцевой арматуре, измеряемые датчиками КИА. По значениям перемещений узлов модели оболочки можно определить изменение длины канатов системы преднапряжения и, соответственно, получить расчетную оценку потерь усилий в канатах вследствие ползучести бетона.

Расчет выполнялся на примере энергоблока №3 Ростовской АЭС. Для анализа кинетики НДС защитной оболочки с учетом ползучести бетона, была разработана детальная конечноэлементная модель ЗО с использованием 8-ми узловых объемных конечных элементов, в которой с помощью стержневых конечных элементов непосредственно моделируется меридиональная и окружная арматура вблизи наружной и внутренней поверхности ЗО. Общий вид конечноэлементной модели представлен на рисунке 3.4.1 (число узлов – 966680, число конечных элементов – 1284628). Слои стержневой окружной (номера материалов №12 и 16) и меридиональной арматуры (номера материалов №11 и 15), расположенных вблизи внутренней поверхности ЗО, показаны на рисунках 3.4.2, *а* и *б*. Слои стержневых элементов, моделирующие арматуру вблизи наружной поверхности, имеют аналогичную геометрию (номера материалов №14 и 18 – окружное направление и номера материалов №13 и 17 – меридиональное направление) [93].

Арматура в цилиндрической части имеет номера материалов в модели №11–14, в купольной части — №15–18. Это позволяет задавать различные параметры геометрии сечения арматуры для купола и цилиндра. В модели шаг окружной арматуры по высоте составляет 250 мм, а в реальной оболочке 200 мм, поэтому в модели задаются эффективные параметры сечения арматуры в различных зонах оболочки в зависимости от диаметра и шага арматуры реальной конструкции.



Рисунок 3.4.1 – Конечноэлементная модель защитной оболочки



Рисунок 3.4.2 – Сетка стержневых конечных элементов, моделирующих: *а* – кольцевую, *б* – меридиональную арматуру (номера материалов 12 и 11, 16 и 15, соответственно)

действующих Одной ИЗ постоянно нагрузок, которая определяет процесс деформирования ЗО, является нагрузка от преднапряжения, которая распределена неравномерно по объему оболочки из-за различий в усилиях натяжения канатов системы преднапряжения и наличия геометрических неоднородностей – криволинейной траектории канатов вблизи окрестности проходок, а также в зонах анкерных устройств.

В модели нагрузка от преднапряжения представлена в виде неравномерно распределенного давления на срединную поверхность модели оболочки, вычисляемого в соответствии с геометрией каждого каната и величины усилия его натяжения с учетом потерь на трение. Кроме этого, на гранях конечных элементов на поверхности опорного кольца задается нагрузка, моделирующая нагрузки на оболочку со стороны анкерных устройств. В качестве примера на рисунке 3.4.3 показана картина распределения давления, которое моделирует нагрузку от преднапряжения, на срединной поверхности модели оболочки на цилиндре. Видно, что в зонах пересечения канатов противоположных направлений имеют место локальные максимумы нагрузки, кроме этого дополнительные усилия возникают в зонах обхода отверстий [93].



Рисунок 3.4.3 – Распределение давления по срединной поверхности цилиндрической части модели ЗО, моделирующее воздействие со стороны канатов системы СПЗО-М

91

Распределение напряжений, полученное в результате расчета НДС ЗО при воздействии нагрузки от преднапряжения на момент окончания обжатия с заданием реальных усилий натяжение канатов системы преднапряжения, показано на рисунке 3.4.4. На рисунке 3.4.4, *а* приводится распределение окружных напряжений в бетоне на наружной поверхности оболочки, а на рисунке 3.4.4, δ – распределение меридиональных напряжений в бетоне на наружной поверхности поверхности оболочки, поверхности ЗО.



Рисунок 3.4.4 – Распределение *а* – окружных, *б* – меридиональных напряжений в бетоне на наружной поверхности оболочки от преднапряжения

Для исследования кинетики НДС ЗО во времени с учетом ползучести бетона задача решалась по шагам с заданием на каждом шаге величины деформаций ползучести в конечных элементах модели, с учетом действующих напряжений и времени, прошедшего с момента начала обжатия. При этом в конце каждого шага по перемещениям узлов модели оценивалось изменение геометрии оболочки и средней длины кантов СПЗО-М, на основании которых была получена оценка потерь усилий в канатах вследствие ползучести бетона. Всего моделировалось 100 шагов нагружения, размер шага – 30 суток на первых девяти шагах расчета и 20 суток на последующих.

Ниже приведены графики радиальных перемещений на отметке 36,9 м и напряжений в бетоне и окружной и меридиональной арматуре на отметке 32,6 м. Эти данные сравнивались с измеренными значениями. При этом нужно иметь в виду, что измеренные значения приводятся для моментов времени после испытания 30, проведенного через ~9 месяцев после завершения

ее обжатия. Таким образом, сравнение результатов расчета с данными измерений нужно проводить начиная с 9 шага расчета (270 суток) – на рисунках этот момент времени показан вертикальной линией.

Анализ измерений датчиков силы ПСИ-01 на тяжных анкерах арматурных канатов цилиндра защитной оболочки за рассматриваемый период показал незначительное снижение усилий с 822 тс до 810,5 тс, которое составило 11,5 тс или 1,4 %. Все приборы работали стабильно, реагировали на колебания сезонных температур [93].

На рисунке 3.4.5 показана зависимость расчетных значений радиальных смещений оболочки от времени (номера шага расчета) на отметке 36,9 м. Узел с номером 755026 расположен в сечении стенки в облицовке, узел 755028 – в сечении стенки на наружной поверхности.



Рисунок 3.4.5 – Зависимость радиальных перемещений от времени, отметка 39,6 м

Как следует из приведенных данных, увеличение радиальных смещений за счет ползучести бетона за три года эксплуатации после испытаний составило ~4,8 мм. Эта величина оказывается существенно ниже измеренной ~11,5 мм. Однако нужно иметь в виду, что в расчетной модели не учитывалось увеличение радиальных смещений из-за разогрева оболочки до рабочей температуры. Радиальное смещение внутренней поверхности ЗО из-за разогрева можно оценить как:

$$\mathrm{Ur} = \alpha \cdot \Delta \mathrm{T} \cdot \mathrm{R}$$

где α — коэффициент линейного расширения бетона (1 · 10⁻⁵), ΔT — приращение температуры, R — радиус оболочки.

Таким образом, при увеличении средней температуры стенки оболочки на 20 °C по сравнению с моментом времени окончания обжатия, радиальное смещение увеличивается на 4,5 мм, а при увеличении средней температуры стенки оболочки на 30 °C, радиальное смещение увеличивается на 6,8 мм. Складывая полученные величины радиальных смещений из-за температурного разогрева с расчетными значениями из-за ползучести бетона, получим общее радиальное смещение ~ $9.3 \div 11.6$ мм, что согласуется с данными измерений.

На рисунках 3.4.6 и 3.4.7 показаны зависимости расчетных значений окружных и меридиональных напряжений в бетоне оболочки от времени (номера шага расчета) на отметке 32,6 м. Узел с номером 761554 расположен в сечении стенки в зоне наружной арматуры, узел 761556 – в сечении стенки в зоне внутренней арматуры.

На рисунке 3.4.8 показана зависимость расчетных значений напряжений в окружной арматуре от времени (номера шага расчета) на отметке 32,6 м. Узел с номером 761554 – расположен в сечении стенки в зоне наружной арматуры, узел с номером 761556 – расположен в сечении стенки в зоне внутренней арматуры.



Рисунок 3.4.6 – Зависимость окружных напряжений в бетоне от времени (шаг 20 сут.) на отметке 32,6 м



Рисунок 3.4.7 – Зависимость меридиональных напряжений в бетоне от времени (шаг 20 сут.) на отметке 32,6 м



Рисунок 3.4.8 – Зависимость напряжений в окружной арматуре от времени (шаг 20 сут.) на отметке 32,6 м

Для сравнения с измеренными значениями приращения напряжений в кольцевой арматуре нужно рассматривать промежуток времени между 9 и 81 шагами расчета, отмечеными вертикальными линиями, соотвествующий четырехлетнему периоду эксплуатации оболочки после испытаний. Можно отметить, что приращение сжимающих напряжений в кольцевой внутренней арматуре за этот период составило 41,9 МПа, а в кольцевой наружной арматуре 38,4 МПа. Эти величины хорошо кореллируют с измеренными значениями, составляющими ~41 МПа и ~38 МПа соотвественно (при сравнении данных необходимо вычесть из измеренных значений составляющую, обусловленную перепадом температуры по толщине стенки 30) [93].

На рисунке 3.4.9 показана зависимость расчетных значений напряжений в меридиональной арматуре от времени (номера шага расчета) на отметке 32,6 м. Узел с номером 761554 расположен в сечении стенки в зоне наружной арматуры, 761556 – в сечении стенки в зоне внутренней арматуры.



Рисунок 3.4.9 – Зависимость напряжений в меридиональной арматуре от времени (шаг 20 сут.) на отметке 32,6 м

Для сравнения с измеренными значениями приращения напряжений в меридиональной арматуре нужно рассматривать промежуток времени между 9 и 63 шагами расчета, отмечеными на рисунке вертикальными линиями, соотвествующий трехлетнему периоду эксплуатации оболочки после испытаний. Можно отметить, что приращение сжимающих напряжений в

меридиональной внутренней арматуре за этот период составило ~19,8 МПа, а В меридиональной наружной арматуре ~18,1 МПа [85]. Эти величины хорошо кореллируют с измеренными значениями, составляющими ~21,4 МПа и ~19 МПа соотвественно (при необходимо вычесть ИЗ измеренных значений сравнении данных составляющую, обусловленную перепадом температуры по толщине стенки ЗО) [93, 138]. Некоторые отличия в уровне измеренных и расчетных значений напряжений в арматуре могут быть связаны с тем, что в расчетной модели не учитывалось воздействие эксплуатационного поля температуры, которая приводит к увеличению напряжений во внутренней стержневой арматуре и, соответственно, увеличению приращения напряжений от ползучести бетона, т.к. величина деформаций ползучести линейно зависит от уровня напряжений. Кроме этого, не учитывалась нагрузка от собственного веса ЗО, учет которого может привести к увеличению меридиональных напряжений на 5-6%, что, соотвественно, приведет к увеличению прироста напряжений в арматуре из-за ползучести бетона, поскольку деформации ползучести линейно зависят от напряжений. Таким образом, при учете указанных нагрузок отличия данных измерений и расчета будет еще меньше.

Для оценки корректности полученных результатов расчета параметров НДС сравнивались измеренные значения в окружной и меридиональной арматуре и расчетные значения. При наличии ползучести в бетоне уровень напряжений в арматуре возрастатет, при этом прирост напряжений постепенно снижается и через 10—12 лет рост напряжений в арматуре прекращается. Полученные расчетные значения прироста напряжений в рядовой арматуре хорошо кореллируют с измеренными датчиками КИА значениями.

Учитывая удовлетворительное соотвествие расчетных и экспериментальных значений перемещений стенки оболочки и перераспределения напряжений в окружной и меридиональной арматуре, проведем оценку средних потерь усилий в арматурных канатах на каждом шаге расчета с учетом изменяющейся геометрии оболочки из-за ползучести бетона. Изменение геометрии определяется значениями перемещений узлов конечноэлементной модели на каждом шаге расчета, по которым расчитывается изменение длины канатов системы преднапряжения, которое и приводит к потре усилий в канатах.

На рисунке 3.4.10 показана зависимость средних потерь (в тоннах) в канатах цилиндра от времени (номера шага расчета), отсчет времени начинается с момента испытаний оболочки. Полученные расчетные значения средних потерь в канатах цилиндра на момент проведения испытания составляют 18,5 т, что практически совпадает с оценками генерального проектировщика защитной оболочки, и свидетельствует о корректности расчетных результатов. Средние значения потерь в канатах цилиндра через 4 года эксплуатации составляют 33,0 т [93].

97

На рисунке 3.4.11 показана зависимость максимальных потерь в тоннах в канатах купола от времени (номера шага расчета), отсчет времени начинается с момента испытаний оболочки. Потери являются максимальными, поскольку вычислены для наиболее длинного каната, проходящего через полюс сферы купола и зоны с наибольшими деформациями. Для других канатов купола потери будут ниже, причем для канатов на периферии (наиболее удаленных от центра купола) потери могут составлять менее 50% максимальных. Полученные расчетные значения максимальных потерь в канатах купола на момент проведения испытания составляют 20,4 т, что практически совпадает с оценками генпроектировщика защитной оболочки и свидетельствует о корректности расчетных результатов. Максимальные значения потерь в канатах купола через 4 года эксплуатации составляют 35,9 т. Средние потери усилий канатов от ползучести на куполе составляют порядка 28,2 т.

Согласно данным генерального проектировщика защитной оболочки потери от релаксации преднапрягаемой арматуры составляют 0,293 МН (29,9 тс) на цилиндре и 0,38 МН (38,7 тс) на куполе [93, 138]. Если потери усилий от ползучести бетона через 4 года эксплуатации на цилиндре составляют 32,8 тс, на куполе 35,7 тс, то, суммируя эти величины с потерями от релаксации, получим общий уровень потерь усилий, равный 62,7 тс на цилиндре и 71,2 тс на куполе. Тогда действующие усилия на тяжных анкерах арматурных канатов (на домкрате) цилиндра через 4 года эксплуатации составят 886,9 тс, а купола — 873,8 тс.

Таким образом, действующие усилия на тяжных анкерах арматурных канатов цилиндра превышают минимальные на 28,6 тс, а на тяжных анкерах канатов купола – на 13,8 тс.



Рисунок 3.4.10 – Средние потери усилий в канатах цилиндра из-за ползучести бетона



Рисунок 3.4.11 – Максимальные потери усилий в канатах купола из-за ползучести бетона

3.5 Выводы по главе 3

1. С использованием программного комплекса CONT были разработаны детальные численные модели защитной оболочки АЭС и выполнен расчетный анализ напряженнодеформированного состояния с учетом влияния реологических характеристик бетона и воздействия неравномерно распределенных нагрузок внутри сечения стенки сооружения.

2. Изучен вопрос возникновения эллиптичности и трещинообразования в стенке защитной оболочки АЭС при воздействии нагрузок от работающего полярного крана в период возведения сооружения.

В разделе рассмотрены полностью симметричные варианты нагружения крана по центральной оси оболочки, а также несимметричные при смещении нагрузки вдоль оси крана к стенке ЗО (случай погрузки корпуса реактора при его установке). Разработана модель защитной оболочки с краном, имеющая только одну плоскость симметрии – вдоль оси крана, и включающая половину цилиндрической части ЗО.

Расчет напряженно-деформированного состояния защитной оболочки при воздействии веса крана после его монтажа показал, что в зоне подкрановых консолей, ближайших к опорным конструкциям крана, имеет место характерное выпучивание стенки оболочки, которое связано с совместным деформированием подкрановых путей с краном и стенки оболочки. Величина перемещений составляет ~2,27 мм, увеличивая диаметр защитной оболочки на 4,54 мм. Что соответствует результатам измерений при повороте крана на 90° после монтажа, где увеличение диаметра вдоль оси крана составило 4,66 мм.

Анализ полученных результатов показал, что при воздействии на цилиндрическую часть оболочки веса полярного крана в результате выпучивания наружу стенки в зоне установки подкрановых консолей на внешней поверхности бетонной стенки оболочки возникают растягивающие напряжения ~2 МПа. Полученный уровень близок к пределу прочности бетона на растяжение и, следовательно, в зонах расположения подкрановых консолей на внешней стороне 30 могут образовываться меридиональные трещины незначительной глубины.

Результаты расчета напряженно-деформированного состояния защитной оболочки при испытаниях полярного крана показали, что величина перемещения стенки оболочки и подкрановых конструкций в направлении оси крана составляет ~2,01 мм, что хорошо соотносится с результатами измерений.

Расчет напряженно-деформированного состояния защитной оболочки при монтаже корпуса реактора показал, что в результате выпучивания наружу стенки защитной оболочки вблизи транспортного коридора на внешней поверхности бетонной стенки оболочки возникают растягивающие окружные и меридиональные напряжения ~3 МПа. Полученный уровень

превышает предел прочности бетона на растяжение, вследствие чего в зонах расположения подкрановых консолей на внешней стороне защитной оболочки могут образовываться меридиональные трещины.

Рекомендуется наружную поверхность цилиндрической части защитной оболочки в зоне над обстройкой покрыть теплоизоляционным слоем, чтобы уменьшить негативные воздействия температуры окружающей среды и увеличить срок службы конструкции.

3. Поскольку условием безопасной эксплуатации системы преднапряжения защитной оболочки является ее ремонтопригодность, при замене арматурных канатов СПН-1000 на арматурные пучки СПЗО-М необходимо исключить попадание инъекционного раствора в соседние каналообразователи. В этой связи проанализированы особенности предварительного напряжения защитной оболочки в случае применения системы СПЗО-М. Разработана расчетная модель, учитывающая особенности сечения стенки защитной оболочки, в которой моделируется стержневая арматура с применением стержневых конечных элементов, работающих совместно с объемными конечными элементами, моделирующими бетон. Модель также включает каналообразователи, располагающиеся по винтовым линиям внутри стенки зашитной оболочки. Для совместимости сетки стержневой арматуры И сетки каналообразователей разработан специальный алгоритм, не требующий совпадения сеток моделирующих арматуру и бетон «узел в узел».

Расчеты защитной оболочки при воздействии нагрузок, действующих внутри стенки, показали, что при инъектировании канала под давлением 1 МПа при нарушении его герметичности в бетоне между перекрещивающимися каналами могут образовываться трещины. В этой связи на этапе возведения рекомендуется предъявлять повышенные требования к узлам соединения полиэтиленовых каналообразователей. Поскольку максимальные главные напряжения в наиболее тонких зонах между перекрещивающимися каналами достигают предела прочности бетона на растяжение 2 МПа, необходимо исключить одновременное инъектирование срединного и наружного или внутреннего каналов.

4. Для анализа кинетики НДС защитной оболочки с учетом ползучести бетона была разработана детальная конечноэлементная модель с использованием 8-ми узловых объемных конечных элементов и стержневых конечных элементов непосредственно моделирующих меридиональную и окружную арматуру вблизи наружной и внутренней поверхности 30.

Проведенный расчет радиальных перемещений за счет ползучести бетона с учетом увеличения полученного значения при действии температурного разогрева ~ 9,3 ÷ 11,6 мм показал хорошее согласование с данными измерений ~11,5 мм. Приращение сжимающих напряжений в кольцевой внутренней арматуре составило 41,9 МПа, а в кольцевой наружной — 38,4 МПа. Эти величины хорошо кореллируют с измеренными значениями, составляющими

101

~41 МПа и ~38 МПа соотвественно. Схожая картина в меридиональном направлении: приращение сжимающих напряжений внутренней арматуры ~19,8 МПа, наружной ~18,1 МПа, что хорошо кореллируют с измеренными значениями, составляющими ~21,4 МПа и ~19 МПа соотвественно (при сравнении данных необходимо вычесть из измеренных значений составляющую, обусловленную перепадом температуры по толщине стенки ЗО).

Для оценки уровня потерь усилий в арматурных канатах системы СПЗО-М из-за изменения геометрии оболочки вследствие процесса ползучести бетона оболочки выполнено моделирование процесса деформирования оболочки во времени с учетом действующих нагрузок и характеристик ползучести бетона. Установлено, что действующие усилия на тяжных анкерах арматурных канатов цилиндра превышают минимальные на 28,6 тс, купола – на 13,8 тс.

Общие выводы и рекомендации

В связи с окончанием проектных сроков эксплуатации защитных оболочек ряда АЭС требуется анализ возможностей продления сроков их эксплуатации и разработка мероприятий по увеличению ресурса строительных конструкций. Основными факторами, влияющими на достоверную оценку напряженно-деформированного состояния защитной оболочки на всех стадиях жизненного цикла сооружения, являются: постоянно изменяющиеся во времени реологические свойства материалов, климатические воздействия и длительно действующие нагрузки внутри стен ЗО.

Для того чтобы судить о функциональной надежности защитной оболочки, требуется расчетное обоснование, проводимое с учетом реологических и деструктивных процессов, происходящих в материалах конструкций.

Эти вопросы являются актуальными как для эксплуатируемых, так и для строящихся блоков АЭС ввиду необходимости снижения повреждаемости железобетонных сооружений защитных оболочек в процессе возведения, эксплуатации и необходимости увеличения их ресурса.

Рекомендуется для получения полной картины напряженно-деформированного состояния защитных оболочек АЭС при воздействии эксплуатационных и аварийных нагрузок использовать детальные расчетные модели, позволяющие выполнять более объективную оценку.

При изучении вопроса возникновения эллиптичности и трещинообразования в стенке защитной оболочки АЭС при воздействии нагрузок от работающего полярного крана в период возведения сооружения был получен уровень растягивающих напряжений близкий к пределу прочности бетона на растяжение, что свидетельствует о возможности образования меридиональных трещин в зонах расположения подкрановых консолей на внешней стороне защитной оболочки. Поэтому рекомендуется предъявлять повышенное внимание зоне расположения крана кругового действия на стадии проектирования, строительства и эксплуатации сооружения.

Рекомендуется наружную поверхность цилиндрической части защитной оболочки в зоне над обстройкой покрывать теплоизоляционным слоем, уменьшая, таким образом, негативные воздействия температуры окружающей среды и увеличивая срок службы конструкции.

Поскольку условием безопасной эксплуатации системы преднапряжения защитной оболочки является ее ремонтопригодность, при замене арматурных канатов СПН-1000 на арматурные пучки СПЗО-М необходимо исключить попадание инъекционного раствора в соседние каналообразователи. Расчеты защитной оболочки при воздействии нагрузок, действующих внутри стенки, показали, что при инъектировании канала под давлением 1 МПа при нарушении его герметичности в бетоне между перекрещивающимися каналами могут образовываться трещины. В этой связи на этапе возведения рекомендуется предъявлять повышенные требования к узлам соединения полиэтиленовых каналообразователей. Поскольку максимальные главные напряжения в наиболее тонких зонах между перекрещивающимися каналами достигают предела прочности бетона на растяжение 2 МПа, необходимо исключить одновременное инъектирование срединного и наружного или внутреннего каналов.

Список сокращений

АЭС	– атомная электрическая станция;
ВВЭР	– водно-водяной энергетический реактор
30	– защитная оболочка
КИА	– контрольно-измерительная аппаратура
КПР	– контрольно-профилактические работы;
НДС	– напряжённо-деформированное состояние
ПЛДС	– преобразователь линейных деформаций струнный
ПЛПС	– преобразователь линейных перемещений струнный;
ПСАС	– преобразователь силы арматуры струнный
ПТС	– преобразователь температуры струнный
ПСИ	 преобразователь силы измерительный
РО	– реакторное отделение
СПЗО	– система преднапряжения защитной оболочки
УБ	– участок бетонирования
Место расположения датчика:	
К.В.	– кольцевой внутренний
К.Н.	– кольцевой наружный
к.ср.	– кольцевой средний
M.B.	– меридиональный внутренний
М.Н.	– меридиональный наружный
м.ср.	– меридиональный средний
В.	– внутренний
cp.	– средний
Н.	– наружный

рад. – радиальный

Список литературы

- Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести / С.В. Александровский. — М.: НИИЖБ, 2004. — 712 с.
- Александровский, С.В. О влиянии длительного действия внешней нагрузки на режим высыхания и усадку бетона. Исследование свойств бетона и железобетонных конструкций. / С.В. Александровский // В сб.: Труды НИИЖБ, вып. 4. — М.: Госстройиздат. — 1959. — С. 58—67.
- Александровский, С.В. Приложение теории ползучести к практическим расчетам железобетонных конструкций / С.В. Александровский, В.М. Бондаренко, И.Е. Прокопович // В кн.: Ползучесть и усадка бетона. НИИЖБ Госстроя СССР. — М.: Стройиздат. — 1976. — С. 256—301.
- Александровский, С.В. Экспериментальные исследования ползучести бетона и железобетонных конструкций / С.В. Александровский, П.И. Васильев // В кн.: Ползучесть и усадка бетона. НИИЖБ Госстроя СССР. — М.: Стройиздат. — 1976. — С. 97—152.
- Александровский, С.В. О методике исследований ползучести и влажности деформаций бетона / С.В. Александровский // В сб.: Труды НИИЖБ. — М.: Госстройиздат. — 1962. — С. 42—47.
- Алмазов, В.О. Ползучесть бетона при циклическом замораживании и оттаивании / В.О. Алмазов // Текст доклада на Всесоюзном корд. совещании, Тбилиси, 1985.
- Арутюнян, Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести / Н.Х. Арутюнян М.; Л.: Гостехиздат, 1952. — 323 с.
- Арутюнян, Н.Х. Ползучесть стареющих материалов. Ползучесть бетона / Н.Х. Арутюнян // В кн.: Механика в СССР за 30 лет, т.3, Механика деформируемого твердого тела. — М.: Наука. — 1972. — С. 155—202.
- Ахвердов, И.Н. Механизм усадки и ползучести бетона в свете современных представлений реологии и физики твердого тела / И.Н. Ахвердов // Бетон и железобетон. — 1970. — № 10. — С. 7—11.
- 10. Ахвердов, И.Н. Основы физики бетона / И.Н. Ахвердов М.: Стройиздат, 1981.— 464 с.
- Баженов, Ю.М. Бетон при динамическом нагружении / Ю.М. Баженов М.: Изд. лит. по стр-ву, 1970. — 324 с.

- Баженов, Ю.М. Новый век: Новые эффективные бетоны и технологии / Ю.М. Баженов,
 В.Р. Фаликман // Материалы 1-й всеросс. конф. по проблемам бетона и железобетона.
 М., 2001. С. 29—33.
- Беглов, А.Д. Теория расчета железобетонных конструкций на прочность и устойчивость. Современные нормы и Евростандарты / А.Д. Беглов, Р.С. Санжаровский. — СПб; М.: ACB, 2006. — 221 с.
- Белов, А.В. О влиянии арматуры на величину усадочных напряжений в бетоне / А.В.
 Белов // Изв. Всесоюзн. научно-исслед. инст. гидротехникиим. Б.Е. Веденеева. 1951.
 С. 23—31.
- Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я. Берг М.: Госстройиздат, 1961. — 96 с.
- Берг, О.Я. Вероятностно-статистическое направление в изучении усадки и ползучести бетона / О.Я. Берг, И.Е. Прокопович, Е.Н. Щербаков, М.М. Застава // Изв. вузов. Сер. стр-во и архит. — 1976. — № 3. — С. 9—28.
- Берг, О.Я. К обоснованию единой методики нормирования деформаций ползучести и усадки бетона / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, И.Е. Прокопович, М.М. Застава // Изв. вузов. Сер. стр-во и архит. 1977. № 3. С. 3—6.
- Бердичевский, Г.И. Технологические факторы трещиностойкости и прочности предварительно-напряженных железобетонных конструкций / Г.И. Бердичевский, Н.А. Макаров М.: Стройиздат, 1964. 152 с.
- 19. Бернал, Д. Структура продуктов гидратации цемента / Д. Бернал // В кн.: Труды III Междунар. конгресса по химии цемента. М.: Госстройиздат. 1958. С. 53—58.
- Большов Л.А., Медведев В.Н., Стрижов В.Ф., Ульянов А.Н. Способ натяжения арматурных канатов. Патент № RUS 2548267 С1, МПК Е04G 21/12. № 2014101943/03; Заявл. 22.01.2014; Опубл. 20.04.2015, Бюл. № 11.
- Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко М.: Стройиздат, 1982. 163 с.
- Бондаренко, В.М. Предыстория и конструктивная безопасность зданий и сооружений / В.М. Бондаренко // Изв. вузов. Сер. стр-во, Новосибирск. 2000. № 1. С. 46—50.
- Бондаренко, В.М. Износ, повреждение и безопасность железобетонных сооружений / В.М. Бондаренко, А.В. Боровских М.: ИД Русанова, 2000. 144 с.
- Бондаренко, В.М. Уровень напряженного состояния как фактор структурных изменений и реологического силового сопротивления бетона / В.М. Бондаренко, Н.И. Карпенко // Асаdemia. Архитектура и строительство, РААСП. — 2007. — № 4. — С. 12—15.

- Бондаренко, С.В. Инженерные расчеты ползучести строительных конструкций / С.В. Бондаренко, О.Б. Тутберидзе // Изд-во Ганатлеба, Тбилиси, 1988. — 214 с.
- Буданов, Н.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом ползучести бетона / Н.А. Буданов — М.: Стройиздат, 1949. — 116 с.
- 27. Васильев, П.И. Связь между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии с учетом влияния времени / П.И. Васильев // Изв. ВНИИГ. 1951. т.45. С.78—92.
- 28. Васильев, П.И. Экспериментальные исследования деформаций бетона при ступенчатом загружении / П.И. Васильев // Изв. ВНИИГ. 1963. т.72. С.133—140.
- 29. Васильев, П.И. Нелинейные деформации ползучести бетона / П.И. Васильев // Изв. ВНИИГ. 1971. т.95. С. 59—69.
- Васильев, П.И. Влияние температуры на ползучесть стареющего бетона / П.И. Васильев,
 Б.А. Гаврилин // В кн.: Ползучесть и усадка бетона. НИИЖБ. М.: Стройиздат. 1969.
 С. 9—20.
- Васильев, П.И. Расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом ползучести / П.И. Васильев, Д.А. Страхов // Бетон и железобетон. — 1975. — № 1. — С. 23—25.
- 32. Вишневецкий, Г.Д. О механизмах ползучести бетона / Г.Д. Вишневецкий // Труды координац. совещ. по гидротехнике, вып. XIII. М.: Энергия. 1964. С. 10—16.
- Вульфсон, С.З. К нелинейной теории ползучести / С.З. Вульфсон // В сб.: Ползучесть строительных материалов и конструкций. ЦНИИС. М.: Стройиздат. 1964. С. 157—171.
- 34. Гайрабеков, И.Г. Результаты выполненных работ в рамках мониторинга защитных герметичных оболочек строящихся блоков Ростовской АЭС / И.Г. Гайрабеков, Ю.И. Пимшин, О.Ф. Губеладзе, В.Н. Медведев // Прилож. к Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. Сб. по итогам научно-технической конф. — 2014. — № 7—1. С. 29—30.
- Галустов, К.З. Развитие теории ползучести бетона и совершенствование методов расчета железобетонных конструкций: дис. ... д-р техн. наук: 05.23.01/ Галустов Константин Захарович. — М., 2008. — 325 с.
- Галустов, К.З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций / К.З. Галустов — М.: Физматлит, 2006. — 248 с.
- Галустов, К.З. Результаты экспериментального исследования опытного корпуса высокого давления из преднапряженного железобетона / К.З. Галустов, В.П. Коневский, В.П. Малявин, Ю.С. Любачко // Бетон и железобетон. — 1983. — № 11. — С.13—18.
- 38. Галустов, К.З. Учет ползучести бетона при расчете железобетонных конструкций современных АЭС / К.З. Галустов // Бетон и железобетон. 2007. № 3. С. 3—7.

- Гансен, Т.К. Ползучесть и релаксация напряжений в бетоне. /Т. К. Гансен М.: Гос. изд-во по стр-ву, архитектуре и строит, материалам, 1963. 128 с.
- Гвоздев, А.А. Ползучесть бетона и пути ее исследования / А.А. Гвоздев // В кн.: Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов. — М.: Госстройиздат. — 1955. — С. 126—137.
- 41. Гвоздев, А.А. О некоторых новых исследованиях ползучести бетона / А.А. Гвоздев // В сб. трудов НИИЖБ: Влияние скорости нагружения, гибкости и крутящих моментов на прочность железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат. — 1970. — С. 74—79.
- 42. Гвоздев, А.А. Об уточнении теории линейной ползучести бетона / А.А. Гвоздев,
 К.З. Галустов, А.В. Яшин // Механика твердого тела. АН СССР. № 6. 1967. —
 С.31—35.
- 43. Гвоздев, А.А. Прочность, структурные изменения и деформации бетона / А.А. Гвоздев,
 А.В. Яшин, К.В. Петрова, И.К. Белобров, Е.А. Гузеев М.: Стройиздат, НИИЖБ. 1978. 216 с.
- Глужге, П.И. Усадка бетона при цикличном нагревании и охлаждении. Исследование по бетону и железобетону / П.И. Глужге — Изд. АН Латв. ССР. — 1963. — 234 с.
- 45. ГОСТ 10180—2012 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
 М.: Стандартинформ, 2018. 32 с.
- 46. ГОСТ 24544—2020 Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести. —
 М.: Стандартинформ, 2021. 24 с.
- 47. ГОСТ 18105—2018 Бетоны. Правила контроля и оценки прочности. М.: Стандартинформ, 2019. — 16 с.
- 48. ГОСТ 22690—2015 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. М.: Стандартинформ, 2019. 20 с.
- 49. ГОСТ 24452—80 Бетоны. Методы определения призменной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. — М.: Стандартинформ, 2005. — 14 с.
- 50. ГОСТ 26633—2015 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия. М.: Стандартинформ, 2019. 12 с.
- 51. ГОСТ 8.508—84 Метрологические характеристики средств измерений и точностные характеристики средств автоматизации ГСП. М.: ИПК Изд. стандартов, 2002. 36 с.
- 52. ГОСТ 31937—2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М.: Стандартинформ, 2014. 55 с.
- 53. Доркин, В.В. Некоторые фундаментальные аспекты усадки цементных систем / В.В. Доркин, Зайцев Ю.В. // Сб. Прочность и надежность конструкций. 1993. С. 40—45.
- Дубровский, В.Б. О выборе конструкции защитной оболочки энергетического ядерного реактора / В.Б. Дубровский, Ю.Н. Гришин, О.В. Колтун // Энергетическое строительство. — 1973. — №6. — С. 3—5.
- 55. Дубровский, В.Б. Строительство атомных электростанций: учебник для вузов / В.Б. Дубровский, П.А. Лавданский, И.А. Енговатов — М.: Изд. Ассоциации строительных вузов, 2010. — 368 с.
- 56. Железобетон в XXI веке: состояние и перспективы развития бетона и железобетона в России / Госстрой России; НИИЖБ. — М.: Готика. — 2001. — 684 с.
- 57. Забазнов, Ю.С. Разработка и исследование методики геодезического контроля технического состояния защитных оболочек АЭС: дис. ... к-т техн. наук: 25.00.32/ Забазнов Юрий Сергеевич. — Волгодонск, 2017. — 142 с.
- 58. Задоян, М.А. Термонапряженное состояние бетона с учетом ползучести материалов / М.А. Задоян // Изд. АН Арм. ССР, серия физ. мат. и мех. наук. 1957. № 10, вып. 5. С. 31—34.
- Залесов, А.С. Развитие методов расчета железобетонных конструкций в России / А.С. Залесов // Юбилейный Сб. научн. трудов НИИЖБ. — 2007. — С. 55—59.
- Заславский, И.Н. Исследование деформаций усадки и ползучести бетона при длительном нагреве / И.Н. Заславский, Г.С. Жук // Сб.: Строительные конструкции, вып. 2. — Киев: Будивельник. — 1966. — С.14—17.
- Зверев, М.С. Система контроля целостности защитной оболочки энергоблока АЭС с помощью измерения силы растяжения, деформации, перемещения и температуры / М.С. Зверев, Д.А. Голованов, А.И. Матвеев, А.С. Коряшкин // Современные проблемы науки и образования. — М.: Академия Естествознания. — 2012. — С. 176—180.
- 62. Зенкевич, О.К. Метод конечных элементов в технике / О.К. Зенкевич М.: Мир. 1981. 541 с.
- Зенкевич, О.К. Конечные элементы и аппроксимация / О.К. Зенкевич, К. Морган М.: Мир. — 1986. — 318 с.
- 64. Каприелов, С.С. Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива / С.С. Каприелов, В.Г. Батраков, А.В. Шейнфельд // Бетон и железобетон. 1999.
 № 6. С. 6—10.
- Каранфилов, Г.С. Влияние влажности бетона на его деформации ползучести / Г.С.
 Каранфилов // В сб.: Ползучесть и усадка. НИИЖБ Мат-лы совещ. 1969. С. 29—32.

- 66. Карапетян, К.С. Влияние размеров образца на усадку и ползучесть бетона / К.С. Карапетян // Изв. АН Арм. ССР, серия физ. мат. аст. и тех. наук. 1956. т.9, № 1. С. 15—20.
- Карапетян, К.С. Влияние старения бетона на зависимость между напряжениями и деформациями ползучести / К.С. Карапетян // Изв. Акад. Наук Арм. ССР, Ереван. 1959. т.12, № 4. С.48—53.
- Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко М.: Стройиздат, 1996. — 416 с.
- Карпенко, Н.И. Теория деформации железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко М.: Стройиздат, 1976. — 205 с.
- Катин, Н. И. Исследование ползучести бетона при высоких напряжениях / Н. И. Катин // Исследование свойств бетона и железобетонных конструкций: тр. НИИЖБ. Вып. 4. — М.: Госстройздат. — 1959. — С. 74 — 153.
- 71. Качанов Л.М. Теория ползучести / Л.М. Качанов М.: Физматлит. 1960. 455 с.
- 72. Квицаридзе, О.И. Деформативность изгибаемых железобетонных элементов при длительно действующей нагрузке в условиях различной влажности окружающей среды / О.И. Квицаридзе, Л.О. Гвелесиани // В сб. трудов Института строит. механики и сейсмостойкости АН Грузинской ССР, Тбилиси. — 1965. — № 1. — С. 27—31.
- Кириллов, А.П. Напряженное состояние защитной оболочки АЭС при воздействии статических нагрузок / А.П. Кириллов, О.В. Михайлов, М.А. Анютина, Н.В. Хохлова // Энергетическое строительство. — 1976. — № 2. — С. 30—34.
- 74. Киселев, А.С. Компьютерное моделирование термо-деформационных процессов в конструкциях и узлах ЯЭУ, анализ и обоснование их прочностных характеристик, безопасности и ресурса: дис. ... д-р техн. наук: 05.14.03/ Киселев, Александр Сергеевич. М., 2002. 398 с.
- 75. Киселев, А.С. Моделирование процесса преднапряжения защитной оболочки проекта АЭС-2006 / Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, В.Н. Медведев, А.Н. Ульянов, В.Ф. Стрижов, М.И. Скорикова // Тез. докл-в XVI Междунар. научно-практич. конф. «Безопасность ядерной энергетики», Волгодонск. — 2020. — С. 74—77.
- 76. Киселев, А.С. Повышение эксплуатационных качеств защитных оболочек АЭС / Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, Е.А. Кошманов, В.Н. Медведев, А.Н. Ульянов // Препринт NSI-XX-94 — М.: ИБРАЭ РАН, 1994. — 19 с.
- 77. Киселев, А.С. Анализ напряженно-деформированного состояния защитной оболочки АЭС в зависимости от колебания температуры окружающей среды. Пространственные

конструкции зданий и сооружений (Проблемы нелинейного расчета большепролетных пространственных конструкций) / Киселев Александр С., Киселев Алексей С., Медведев В.Н., Стрижов В.Ф., Ульянов А.Н. // Тез. докл-в научн. сессии, М. — 2010. — С. 31—32.

- Концепция модернизации специальных грузоподъемных кранов АЭС Концерна «РОСЭНЕРГОАТОМ». — М., 2005 — 124 с.
- Красильников, К.Г. Физико-химическая природа влажностных деформаций цементного камня / К.Г. Красильников, Н.И. Скоблинская // В сб.: Ползучесть и усадка бетона, НИИЖБ. — 1969. — С. 24—27.
- Кудик, П.В. Расчет строительных конструкций АЭС на внешние воздействия и некоторые конструктивные решения защитных оболочек / П.В. Кудик, М.П. Саввина // Энергетическое строительство за рубежом. — 1978. — № 4. — С. 6—11.
- 81. Лермит, Р. Проблемы технологии бетона / Р. Лермит М.: ЛКИ, 2007. 296 с.
- 82. Ли Ф. Химия цемента и бетона / Ф. Ли М.: Высшая школа, 1959. 335 с.
- Лившиц, Я.Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона / Я.Д. Лившиц — Киев: Вища школа, 1971. — 230 с.
- Маслов Г.Н. Термонапряженное состояние в бетонных массивах, с учетом ползучести бетона / Г.Н. Маслов // Изв. ВНИИГ. — 1940. — т. 28. — С. 52—69.
- 85. Медведев, В.Н. Результаты испытаний защитной оболочки энергоблока №3 Ростовской АЭС / В.Н. Медведев, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, А.Н. Ульянов, В.Ф. Стрижов, А.А. Сальников // Глобальная ядерная безопасность. 2015. № 2 (15). С. 71—83.
- 86. Медведев, В.Н. Натурные наблюдений защитной оболочки энергоблока №3 Ростовской АЭС после преднапряжения / В.Н. Медведев, И.А. Киселев, Е.С. Крутько, А.Н. Ульянов, В.Ф. Стрижов, Е.А. Потапов // Глобальная ядерная безопасность. 2015. № 3 (16). С. 57—69.
- Медведев, В.Н. Натурные наблюдения на этапе строительства защитной оболочки энергоблока №3 Ростовской АЭС / В.Н. Медведев, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, А.Н. Ульянов, В.Ф. Стрижов, Е.А. Потапов // Глобальная ядерная безопасность. — 2014. — № 3 (12). — С. 89—99.
- Медведев, В.Н. Влияние реологических характеристик бетона на напряженнодеформированное состояние защитной оболочки АЭС / В.Н. Медведев, М.И. Скорикова // Атомная энергия. — 2019. — т. 126, вып. 6. — С. 317—320.
- 89. Медведев, В.Н. К вопросу о контроле защитных оболочек АЭС в период приемосдаточных испытаний / В.Н. Медведев, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев,

В.Ф. Стрижов, А.Н. Ульянов, М.И. Скорикова, Ю.И. Пимшин // Глобальная ядерная безопасность. — 2020. — № 2 (35). — С. 42—54.

- Медведев, В.Н. Воздействие нагрузок внутри сечения стенки защитной оболочки АЭС с ВВЭР-1000 / В.Н. Медведев, М.И. Скорикова, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, В.Ф. Стрижов, А.Н. Ульянов // Атомная энергия. — 2021. — т. 130, вып. 1. — С. 20—24.
- Медведев, В.Н. Влияние работы полярного крана на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки АЭС / В.Н. Медведев, М.И. Скорикова, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, В.Ф. Стрижов, А.Н. Ульянов // Атомная энергия. 2021. т. 130, вып. 4. С. 215—218.
- Медведев, В.Н. Сравнительный анализ систем предварительного напряжения защитных оболочек АЭС / В.Н. Медведев, А.Н. Ульянов // Изв. вузов. Северо-Кавказский регион. Техн. науки. — 2008. – Спецвыпуск — С. 99—105.
- 93. Медведев, В.Н. Применение экспертной системы оценки напряженно-деформируемого состояния защитных оболочек АЭС на этапе сооружения и эксплуатации / В.Н. Медведев, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, В.Ф. Стрижов, А.Н. Ульянов, М.И. Скорикова // Глобальная ядерная безопасность. 2019. № 1 (30). С. 25—38.
- 94. Медведев, В.Н. О необходимости теплоизоляции внешней поверхности защитной оболочки АЭС / В.Н. Медведев, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, В.Ф. Стрижов, А.Н. Ульянов, В.Н. Дементьев // Изв. вузов. Северо-Кавказский регион. Техн. науки. 2010. Спецвыпуск С. 105—113.
- 95. Механика преднапряженных защитных оболочек АЭС: Труды ИБРАЭ, вып.6 / под общ. ред. чл.-кор. РАН Л. А. Большова — М.: Наука, 2008. — 151 с.
- 96. Милованов, А.Ф. Изучение ползучести бетона при воздействии повышенных температур
 / А.Ф. Милованов, Н.И. Тупов // НТО №601—656, НИИЖБ. 1965. С. 39—43.
- 97. Миненко, Е.Ю. Усадка и усадочная трещиностойкость высокопрочных бетонов с органоминеральными модификаторами: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / Миненко Екатерина Юрьевна. — Пенза, 2004. — 158 с.
- 98. Михайлов, В.В. Основные положения проектирования железобетонных защитных оболочек атомных электростанций / В.В. Михайлов, О.В. Михайлов // Энергетическое строительство за рубежом. 1974. № 5. С. 7—12.
- 99. Михайлов, В.В. Сооружение оболочек и корпусов реакторов атомных электростанций из предварительно напряженного железобетона / В.В. Михайлов, О.В. Михайлов // Энергетическое строительство за рубежом. — 1970. — № 3. — С. 3—12.

- Михайлов, О.В. Железобетонные защитные оболочки реакторного отделения АЭС / О.В.
 Михайлов // Энергетическое строительство за рубежом. 1972. № 5. С.12—21.
- 101. Михайлов, О.В. Современное состояние строительства железобетонных защитных оболочек ядерных реакторов АЭС / О.В. Михайлов // Энергетическое строительство за рубежом. — 1973. — № 7. — С.34—39.
- 102. Михайлов, О.В. Особенности работы защитных оболочек АЭС из обычного предварительно-напряженного железобетона / О.В. Михайлов, В.Н. Зайцев // Энергетическое строительство. — 1976. — № 2. — С. 3—10.
- 103. Михайлов, О.В. Влияние схемы армирования на напряженное состояние защитной оболочки АЭС / О.В. Михайлов, М.А. Анютина // Энергетическое строительство. 1983. № 7. С. 47—53.
- 104. Некрасов, В.В. Изменение объема системы при твердении гидравлических вяжущих /
 В.В. Некрасов // Известия Академии наук СССР. 1945. № 6. С. 592—610.
- 105. Несветаев, Г.В. Закономерности деформирования и прогнозирования стойкости бетона при силовых и температурных воздействиях: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.05 / Несветаев, Григорий Васильевич. — Ростов н\Д., 1998. — 400 с.
- 106. Несветаев, Г.В. Усадочные деформации и раннее трещинообразование бетона / Г.В. Несветаев, С.А. Тимонов // Пятые академические чтения РААСН. 1999. С. 312—315.
- 107. НП-001-15 Общие положения обеспечения безопасности атомных станций. М.: ФБУ «НТЦ ЯРБ», 2016. — 56 с.
- 108. НП-010-16 Правила устройства и эксплуатации локализующих систем безопасности атомных станций. М.: ФБУ «НТЦ ЯРБ», 2016. 62 с.
- 109. Образцов, И.Ф. Метод конечных элементов в задачах строительной механики летательных аппаратов / И.Ф. Образцов, Л.М. Савельев, Х.С. Хазанов. — М.: Высшая школа, 1985. — 392 с.
- 110. Определение ползучести бетона и оценка меры ползучести бетона, укладываемого в оболочку Реакторного отделения №3 Ростовской АЭС: отчет № 1891-34-01. М.: Открытое акционерное общество «Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт «Гидропроект» имени С.Я. Жука», 2012. 65 с.
- 111. Панарин, Н.Я. Некоторые вопросы расчета армированного и неармированного бетона с учетом ползучести / Н.Я. Панарин. — М.; Л.: Госстройиздат, 1957. — 75 с.
- 112. Пантелеев, А.С. О дисперсном составе цементов и бетонов / А.С. Пантелеев // В сб. научн. трудов по вяжущим материалам. 1949. С. 111—132.

- 113. Пауэрс, Т.К. Физическая структура портландцементного теста / Т.К. Пауэрс // Химия цементов. 1969. С. 300—319.
- 114. Пимшин, Ю.И. Проблемы защитной оболочки при испытаниях крана радиального действия и его использовании при монтаже основных тяжеловесных конструкций на строящейся АЭС / Ю.И. Пимшин, А.С. Демиденко, И.Ю. Пимшин // Глобальная ядерная безопасность. — 2019. — № 3 (32). — С. 41 — 49.
- 115. Пимшин, Ю.И. Влияние крана кругового действия на техническое состояние строящейся защитной герметичной оболочки АЭС / Ю.И. Пимшин, Е.Б. Клюшин, О.А. Губеладзе, В.Н. Медведев, С.М. Бурдаков, Ю.В. Заяров // Глобальная ядерная безопасность. 2016. № 2 (19). С. 33—42.
- 116. Пимшин, Ю.И. Единство и различие конструктивных решений защитных оболочек АЭС и реактором ВВЭР / Ю.И. Пимшин, Е.Б. Клюшин, В.Н. Медведев, О.А. Губеладзе // Известия высших учебных заведений. Геодезия и аэрофотосъемка. 2017. № 1. С. 22—27.
- 117. Пимшин, Ю.И. Оценка напряженно-деформированного состояния защитных герметичных оболочек на примере блоков Ростовской АЭС / Ю.И. Пимшин, В.Н. Медведев, Г.А. Науменко, В.А. Наугольнов, Ю.С. Забазнов // Известия высших учебных заведений. Геодезия и аэрофотосъемка. — 2017. — № 3. — С. 36—42.
- 118. Пимшин, Ю.И. Диагностика технического состояния защитных герметичных оболочек АЭС / Ю.И. Пимшин, Е.Б. Клюшин, В.Н. Медведев, О.А. Губеладзе, В.А. Наугольнов, Ю.В. Заяров, Ю.С. Забазнов // Известия высших учебных заведений. Геодезия и аэрофотосъемка. — 2016. — № 4. — С. 55—59.
- 119. ПиН АЭ-5.6 Нормы строительного проектирования АС с реакторами различного типа. —
 М.: Минэнерго СССР, 1986. 21 с.
- ПНАЭ Г-10-007-89 Нормы проектирования железобетонных конструкций локализующих систем безопасности атомных станций. — М.: ЦНИИатоминформ, 1991. — 40 с.
- 121. Постнов, В.А. Метод модуль-элементов в расчетах судовых конструкций / В.А. Постнов,
 H.А. Тарануха. Л.: Судостроение, 1990. 320 с.
- 122. Программа расчета напряженно-деформированного состояния строительных конструкций и защитных оболочек АЭС («СОΝТ» версия 2.0) / Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, В.Н. Медведев, М.И. Скорикова, А.Н. Ульянов // Св-во о регистрации программы для ЭВМ 2021615371, 07.04.2021.
- 123. Прокопович, И.Е. Влияние длительных процессов на напряженное и деформированное состояния сооружения / И.Е. Прокопович. М.: Госстройиздат, 1963. 260 с.

- 124. Прокопович, И. Е. Прикладная теория ползучести / И. Е. Прокопович, В. А. Зедгенидзе.
 М.: Стройиздат, 1980. 240 с.
- 125. Путанс, А.В. Усадка бетона при циклическом нагреве и охлаждении / А.В. Путанс // В сб.: Исследования по бетону и железобетону АН Латвийской ССР. 1963. С. 93—99.
- 126. Работнов, Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела / Ю.Н. Работнов. М.: Наука, 1988. — 712 с.
- 127. Работнов, Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций / Ю.Н. Работнов. М.: Наука, 1966.
 752 с.
- 128. Рамачандран, В. Наука о бетоне / В. Рамачандран, Р. Фельман. М.: Стройиздат, 1986.
 122 с.
- 129. РД ЭО 1.1.2.99.0624-2017 Мониторинг строительных конструкций атомных станций. —
 М.: АО «Концерн Росэнергоатом», 2017. 99 с.
- Рейнер, М. Десять лекций по теории реологии / М. Рейнер. М.; Л.: ОГИЗ. Гостехиздат, 1947. — 135 с.
- 131. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1988. — 121 с.
- 132. Ржаницын, А.Р. Теория ползучести / А.Р. Ржаницын М.: Стройиздат, 1968. 416 с.
- 133. Руководство по эксплуатации 2.782.000 РЭ. Преобразователь линейных деформаций измерительный струнный ПЛДС. М.: ОАО НИИЭС, 2007. 21 с.
- 134. Руководство по эксплуатации 92.2.782.013 РЭ. Преобразователи линейных перемещений измерительные струнные ПЛПС. М.: ОАО НИИЭС, 2007. 21 с.
- 135. Руководство по эксплуатации 2.828.000 РЭ. Преобразователь температуры измерительный струнный ПТС-60. М.: ОАО НИИЭС, 2007. 21 с.
- 136. Руководство по эксплуатации 2.782.004 РЭ. Преобразователь силы арматурный измерительный струнный ПСАС. М.: ОАО НИИЭС, 2007. 21 с.
- 137. Сайлер, У. Проектирование и строительство атомных электростанций / У. Сайлер // Гражданское строительство. 1963. № 5. С. 3—9.
- 138. Сальников, А.А. Особенности НДС защитных оболочек АЭС на этапе возведения, преднапряжения, приемо-сдаточных испытаний и эксплуатации / А.А. Сальников, В.Н. Медведев, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, А.Н. Ульянов, В.Ф. Стрижов, М.И. Скорикова // В сб. трудов конф. МНТК-2018 «Безопасность, эффективность и экономика атомной энергетики». 2018. С. 24—30.

- 139. Саталкин, А.В. Деформативная способность бетона / А.В. Саталкин // Сб. ЛИИЖТ, Трансжелдориздат. — 1954. — вып. 146. — С.12—20.
- 140. Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов / Л. Сегерлинд М.: Мир, 1979.
 392 с.
- 141. Скорикова, М.И. Оценка НДС защитной оболочки энергоблока №4 Ростовской АЭС в период приемо-сдаточных испытаний / М.И. Скорикова // В сб. тр-в XIX научн. школы молодых ученых ИБРАЭ РАН. — 2018. — С. 155—158.
- 142. Скорикова, М.И. Расчетный анализ защитной оболочки АЭС-2006 при воздействии предварительного напряжения / М.И. Скорикова, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев // В сб. тр-в XX научн. школы молодых ученых ИБРАЭ РАН. — 2019. — С. 145—147.
- 143. Смирнов, А.М. Влияние специфических свойств бетона на напряженное состояние железобетонных элементов / А.М. Смирнов // Труды ВТА. 1952. № 32. С. 9—15.
- 144. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. М.: Стандартинформ, 2018. 74 с.
- 145. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. —
 М.: Стандартинформ, 2019. 119 с.
- 146. Столяров, Я.В. Введение в теорию железобетона / Я.В. Столяров. М.; Л.: Стройиздат Наркомстроя, 1941. 447 с.
- 147. Улицкий, И.И. Ползучесть бетона / И.И. Улицкий. Киев; Львов: Гостехиздат Украины, 1948. — 133 с.
- 148. Улицкий, И.И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов / И.И. Улицкий. — Киев: Будивельник, 1967. — 344 с.
- 149. Улицкий, И.И. Влияние длительных процессов на напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций / И.И. Улицкий. Киев: Акад. стр-ва и архитектуры УССР, 1962. 36 с.
- 150. Улицкий, И.И. Расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов / И.И. Улицкий, Ч. Чжун-яо, А.Б. Голышев. Киев: Госстройиздат УССР, 1960. 495 с.
- 151. Улицкий, И.И. Определение величин деформаций ползучести и усадки бетона / И.И. Улицкий. — Киев: Госстройиздат, 1963. — 131 с.
- 152. Фрайфельд, С.Е. Совершенствование теории железобетона на основе реологических свойств материалов / С.Е. Фрайфельд // Ползучесть строительных материалов и конструкций. — М.: Госстройиздат, 1964. — С. 283 — 290.

- 153. Фрайфельд, С.Е. Прикладной метод расчета железобетонных конструкций с учетом реологических свойств материалов. / С.Е. Фрайфельд, О.В. Пальчинский // Тр. ХИМИ. 1955. С. 21—27.
- 154. Хайдуков, Г.К. Железобетонные защитные оболочки АЭС /Г.К. Хайдуков, Л.А. Коробов, О.К. Назарьев, Е.П. Карелин // Техника ядерных реакторов №5 М.: Атомиздат, 1978. С. 64—71.
- 155. Харлаб, В.Д. К общей линейной теории ползучести / В. Д. Харлаб // Изв. ВНИИГ. 1961. — т. 68. — С. 38—45.
- 156. Харлаб, В.Д. Теория нелинейной ползучести и длительной прочности стареющего бетона / В.Д. Харлаб // Исследования по механике строительных конструкций и материалов: межвуз. тематич. сб. тр. — СПбГАСУ. СПб — 1995. — С. 124 — 129.
- 157. Цилосани, З.Н. Усадка и ползучесть бетона / З.Н. Цилосани // Ин-т строит. механики и сейсмостойкости. Тбилиси: Мецниереба, 1979. 230 с.
- 158. Шейкин, А.Е. К вопросу прочности, упругости и пластичности бетона. Строительная механика и мосты / А.Е. Шейкин // Труды МИИТ, Трансжелдориздат. 1946. вып. 69. С. 14—20.
- 159. Шейкин, А.Е. Влияние минералогического состава портландцемента на ползучесть бетона при сжатии / А.Е. Шейкин, Н.С. Баксанов // Строительная промышленность. — 1955. — № 9. — С. 22—28.
- 160. Шейкин, А.Е. Влияние минералогического состава цемента на усадку бетона / А.Е. Шейкин, М.И. Гершман // Труды НИИ цемента. — 1949. — вып. 2. — С. 55—59.
- 161. Шкербелис, К.К. О связи между деформациями бетона и скоростью нагружения / К.К. Шкербелис // Исследования по бетону и железобетону. — 1958. — С. 39 — 56.
- 162. Щербаков, Е.Н. О прогнозе величин деформаций ползучести и усадки тяжелого бетона в стадии проектирования конструкции / Е.Н. Щербаков // Труды ЦНИИС. — 1969. вып. 70. — С. 3—10.
- 163. Щербаков, Е.Н. Усадка высокопрочного бетона / Е.Н. Щербаков // Бетон и железобетон.
 1970. № 9. С. 19—26.
- 164. Якобсон, К.К. Расчет элементов из предварительно напряженного железобетона / К.К. Якобсон // Труды Новосиб. инст. инж-в ж/д тр-та. 1954. вып. 10. С. 16—23.
- 165. Яценко, Е.А. Определение потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона с учетом деформаций упругого последействия / Е.А. Яценко // Ползучесть строит. матер. и констр. — М.: Стройиздат, 1964. — С. 84 — 98.

- 166. Яшин, А.В. Ползучесть бетона в раннем возрасте / А.В. Яшин // Исследование свойств бетона и железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1959. — С. 18 — 73.
- 167. Blair, P. PWR Containment Structures design Experience / P. Blair, J.D. Stevenson // Journal of the Power Division. — 1970. — January. — pp. 145—155.
- 168. Boltsmann, L. Zur Theorie der Elastischen Nachwirkung / L. Boltsmann // Annalen der Physik.
 1878. vol. 241, is.11. pp. 430—432.
- 169. Chanvin Alen, A. Post-tensioned concrete nuclear structures / A. Chanvin Alen, Adolf Walser
 // Journal of the Power Division. 1970. January. pp. 401—414.
- 170. Davis, R.E. Flow of Concrete under Sustained Compressive stress / R.E. Davis // ACI Journal.
 1928. vol. 24 (2). pp. 303—326.
- 171. Davis, R.E. Plastic flow of Concrete under sustained stress / R.E. Davis, H.E. Davis, J.S. Hamilton // Proc. ASTM. 1934. 78 p.
- 172. Dischinger, F. Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische verformung und des Kriechen des Betos bei Bogenbruken / F. Dischinger — Bauingenieur, 1937. — H33/34, 39/40.
- 173. Ellston, G.M. The Creep of Concrete Under Uniaxral Tension/ G.M. Ellston // Magazine of Concrete Research 2. — 1965. — vol. 17 (51). — pp. 110—121.
- 174. England, J.L. Reinforced concrete under thermal gradients / J.L. England, A.D. Ross // Magazine of Concrete Research. — 1960. — vol. 14, № 40. — pp. 86—98.
- 175. Feldman, R.F. Mechanism of creep of hydrated Portland cement paste / R.F. Feldman // Cement and Concrete Research. 1972. № 2 (5). pp. 521—540.
- 176. Feldman R.F. A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties / R.F. Feldman, P.J. Sereda // Materiaux et Construction. 1968. № 1 (6). pp. 509—520.
- 177. Fischer, I. Compressive strength of cement paste as a function of loading rate: Experiments and engineering mechanics analysis / I. Fischer, B. Pichler, E. Lach, Ch. Terner, E. Barraud, F. Britz // Cement and Concrete Research. 2014. № 58. pp. 186—200.
- 178. Glanville, W.H. Creep of Concrete under Load / W.H. Glanville // The Structural Engineering.
 1933. № 2. pp. 42—51.
- 179. Gordon, C. Conventionally Reinforced Nuclear Containments / C. Gordon, W. Klehm // Journal of the Structural Division. — 1970. — vol. 96, № 2. — pp.199—219.
- Kalousek, G.L. Development of Expansive Cements / G.L. Kalousek // ACI Publication No. SP-38. — 1973. — pp. 1—20.
- 181. Lee, C.R. Creep and shrinkage in restrained concrete / C.R. Lee // Quatrieme Congress des grands barrages. — 1951. — pp. 10—18.

- 182. Newill, A. Theories of creep in concrete / A. Newill // ACI Journal. 1955. vol. 52 (1). pp. 79—87.
- 183. Roll, F. Long-time creep-recovery of highly stressed concrete cylinders / F. Roll // ACI Special Publication. — 1964. — vol. 9. — pp. 95—114.
- 184. Rüsch, H. Physikalische Fragen der Betonprüfung / H. Rüsch // Zement—Kalk—Gips. —
 1959. № 1. pp. 51—63.
- 185. Rüetz, W. Das Kriechen des Zementsteins in Beton und Seine Beeinflüssung Lurch gleichzcitiges Schwinden / W. Rüetz // Technische Hochschule, München. 1965. —pp.3—9.
- 186. Ross, A.D. Creep of concrete under variable stress / A.D. Ross // ACI Journal. 1958. vol. 54 (3). pp. 632—639.
- 187. Shank, J.R. Plastic flow of concrete at high overload / J.R. Shank // ACI Journal. 1949. vol. 45 (2). pp. 493—498.
- 188. Troxell, G.E. Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete / G.E. Troxell, J.M. Raphael, R.E. Davis // ASTM Proceedings. — 1958. — vol. 58. pp. 1101—1120.
- 189. Verbect, C.I. Carbonization of Hydrated Portland Cement / C.I. Verbect // Am. Soc. For Testing Matirials. Special Technical Publication. — 1958. — № 205. — pp. 101—113.
- 190. Volterra, V. Legons sur les functiond des lignts / V. Volterra Paris: Gauthier-Villard. —
 1913. 162 p.
- 191. Whitney, Ch.S. Plain and reinforced concrete arches / Ch.S. Whitney // J. Amer. Cober. Inst. —
 1932. vol. 28. pp. 479—492.
- 192. Wittmann, F.H. Verformung und Bruchvorgang poröser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und Dauerlast / F.H. Wittmann, J.W. Zaitsev // Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 1974. vol. 232. pp. 67—145.

Основные публикации по теме диссертации

- Медведев В.Н., Скорикова М.И. Влияние реологических характеристик бетона на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки АЭС // Атомная энергия. — 2019. — т. 126, вып. 6. — С. 317—320.
- Медведев В.Н., Киселев Александр С., Киселев Алексей С., Стрижов В.Ф., Ульянов А.Н., Скорикова М.И., Пимшин Ю.И. К вопросу о контроле защитных оболочек АЭС в период приемо-сдаточных испытаний // Глобальная ядерная безопасность. — 2020. — № 2 (35). — С. 42—54.
- Медведев В.Н., Скорикова М.И., Киселев Александр С., Киселев Алексей С., Стрижов В.Ф., Ульянов А.Н. Воздействие нагрузок внутри сечения стенки защитной оболочки АЭС с ВВЭР-1000 // Атомная энергия. — 2021. — т. 130, вып. 1. — С. 20—24.
- Медведев В.Н., Скорикова М.И., Киселев Александр С., Киселев Алексей С., Стрижов В.Ф., Ульянов А.Н. Влияние работы полярного крана на напряженнодеформированное состояние защитной оболочки АЭС // Атомная энергия. — 2021. т. 130, вып. 4. — С. 215—218.
- 5. Сальников А.А., Медведев В.Н., Киселев Александр С., Киселев Алексей С., Ульянов А.Н., Стрижов В.Ф., Скорикова М.И. Особенности НДС защитных оболочек АЭС на этапе возведения, преднапряжения, приемо-сдаточных испытаний и эксплуатации // В сб. трудов конф. МНТК-2018 «Безопасность, эффективность и экономика атомной энергетики». — 2018. — С. 24—30.
- Скорикова М.И. Оценка НДС защитной оболочки энергоблока №4 Ростовской АЭС в период приемо-сдаточных испытаний // В сб. трудов XIX научн. школы молодых ученых ИБРАЭ РАН. — 2018. — С. 155—158.
- Скорикова М.И., Киселев Александр С., Киселев Алексей С. Расчетный анализ защитной оболочки АЭС-2006 при воздействии предварительного напряжения // В сб. трудов XX научн. школы молодых ученых ИБРАЭ РАН. — 2019. — С. 145—147.
- Киселев Александр С., Киселев Алексей С., Медведев В.Н., Ульянов А.Н., Стрижов В.Ф., Скорикова М.И. Моделирование процесса преднапряжения защитной оболочки проекта АЭС-2006 // Тез. докладов XVI Междунар. научно-практич. конф. «Безопасность ядерной энергетики». — 2020. — С. 74—77.