

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарева»

На правах рукописи

Сорокин Евгений Вячеславович

РАСЧЕТ И ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ

Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель
Академик РААСН
д.т.н., профессор В.П. Селяев

САРАНСК - 2014

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ДЕЙСТВИЯ АГРЕССИВНЫХ СРЕД	8
1.1 Нормативные методы расчета железобетонных конструкций	8
1.2 Вероятностные методы расчета железобетонных конструкций	13
1.3 Методы оценки и прогнозирования долговечности железобетонных конструкций	19
1.4 Методы повышения долговечности железобетонных конструкций	30
1.5 Цели и задачи исследования	34
ГЛАВА 2. ХИМИЧЕСКОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНОВ	35
2.1. Прогнозирование долговечности бетонных изделий при развитии механизма коррозии первого вида	35
2.2. Показатели химического сопротивления при коррозии второго вида	39
2.3. Кислотная коррозия	47
2.4. Сульфатная коррозия	51
2.5 Выводы	75
ГЛАВА 3. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТОДОМ ДЕГРАДАЦИОННЫХ ФУНКЦИЙ	77
4.1 Прогнозирование долговечности бетонных изделий методом деградационных функций	77
3.2 Применение метода деградационных функций для оценки долговечности железобетонных конструкций	80
3.3 Оценка долговечности железобетонных изгибаемых элементов методом деградационных функций	86
3.4 Выводы	89
ГЛАВА 4. АНАЛИЗ СТАТИСТИЧЕСКОЙ ИЗМЕНЧИВОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	91
4.1 Анализ статистической изменчивости прочности бетона железобетонных колонн	91
4.2 Результаты статистического анализа изменчивости геометрических параметров колонн	99
4.3. Статистическая оценка расчетно - конструктивных параметров железобетонных плит	104
4.4 Результаты определения геометрических параметров плит перекрытий	106
4.5 Выводы по главе	112
ГЛАВА 5 ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	114
5.1 Определение обеспеченности несущей способности железобетонных внецентренно сжатых элементов	114

5.2 Анализ надежности железобетонного сжатого элемента	122
5.3. Оценка влияния изменчивости расчетных параметров на надежность колонн	130
5.4 Определение величины несущей способности с заданным уровнем надежности	139
5.5. Исследование изменения области безотказной работы колонны	142
5.6. Оценка долговечности железобетонной внецентренно-сжатой колонны	145
5.7 Вероятностная оценка долговечности изгибаемых элементов	154
5.8 Моделирование работы пластинок взаимодействующих с агрессивной средой	162
5.9 Выводы	166
Основные выводы	167
Список использованной литературы	168
Приложение	180

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы:

В процессе эксплуатации железобетонные конструкции подвергаются воздействию различных факторов окружающей среды: силовых, физических, химических, техногенных и т.д. Учет воздействия данных факторов на работу конструкции осуществляется путем введения различных коэффициентов запаса. Данные коэффициенты не отражают в полной мере реальную работу конструкции, а зачастую не учитывают механизм изменения свойств материала под действием агрессивных сред. Известно, что под действием химически-активных веществ свойства материала изменяются, причем данное изменение происходит неравномерно по объему образца. Расчет долговечности и надежности конструкций должен учитывать динамику процессов протекающих в материале под действием агрессивных сред. Для этого должны быть определены основные характеристики сопротивления бетонов действию химически-активных веществ и определен механизм взаимодействия материала со средой.

Многочисленные экспериментальные данные свидетельствуют о том, что значения расчетно-конструктивных параметров конструкций, а так же величины внешних воздействий носят случайный характер, т.е. отклоняются от средних значений, обычно принимаемых в расчетах. Можно утверждать, что метод, достоверно отражающий работу конструкции, должен в большей степени базироваться на методах теории вероятности. Следовательно, наличие достоверных статистических характеристик расчетно-конструктивных параметров и факторов окружающей среды является необходимым условием для вероятностного расчета конструкций.

Для более точной оценки долговечности и повышения безопасности при эксплуатации, расчет конструкций должен отражать их реальную работу при совместном действии нагрузки и агрессивной среды, а так же учитывать случайный характер величин принятых в расчете.

Поэтому создание вероятностного метода расчета железобетонных конструкций, учитывающего воздействие различных факторов и достоверно отражающего реальную работу конструкции, является актуальной задачей.

Цель работы:

Целью данной работы являлась разработка методики расчета и прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, основанной на вероятностных моделях деградации армобетонных элементов, работающих в условиях действия агрессивной среды.

Для достижения поставленной цели необходимо было решить следующие задачи:

- разработать методику расчета и прогнозирования долговечности железобетонных конструкций с учетом деградации материала конструктивных элементов под действием агрессивных сред

- установить основные характеристики химического сопротивления бетонов (полимерных, цементных) действию агрессивных сред; разработать методику идентификации основных параметров деградации по экспериментальным данным, полученным методом микроразрушений (методом микротвердости, склерометрии)

- экспериментальным методом определить статистическую изменчивость конструктивных параметров железобетонных и полимербетонных элементов

- методами статистического моделирования произвести анализ работы конструктивных элементов резервуаров с учетом действия агрессивных сред, оценить изменение надежности конструкции во времени и изучить влияние статистической изменчивости конструктивных параметров на долговечность железобетонных конструкций.

Научная новизна: - Предложена методика расчета и прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, основанная на детерминированных и вероятностных моделях деградации армобетонных элементов, работающих в условиях действия агрессивной среды;

- аналитически и экспериментально обоснованы характеристики химического сопротивления цементных и полимерных композитов действию сульфатных растворов, необходимые для моделирования деградации и расчета долговечности железобетонных конструкций;

- обоснована вероятностная модель для прогнозирования и оценки долговечности, надежности железобетонных конструкций, учитывающие статистическую изменчивость расчетных параметров и кинетику деградационных процессов.

Публикации.

Основные результаты диссертационной работы отражены в 14 публикациях, в том числе 7 работа в журнале по Перечню ВАК МОиН РФ.

Достоверность результатов работы обеспечивается корректной идентификацией и верификацией построенных моделей, сопоставлением результатов численного моделирования с рядом экспериментальных данных; а также с результатами некоторых теоретических исследований, полученных другими авторами.

Апробация работы. Основные результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались:

- на ежегодно проводимой научно-практической конференции «Огаревские чтения» (Саранск, 2006-2012 гг.);

- на международной конференции "Актуальные вопросы строительства" (Саранск, 2006-2012 гг.);

- на международной конференции «Science and Education» (Германия, Мюнхен, 2012 г.);

- на конференции «Science, Technology and Higher Education» (Westwood, Canada 2013 г.);

- на семинарах кафедры строительных конструкций МГУ им. Н.П. Огарева (2006-2012 гг.).

Объем работы. Работа состоит из введения, пяти глав, заключения в виде основных выводов по результатам диссертационной работы, списка

использованной литературы из 126 наименований. Общий объем составляет 202 страницы, содержит 50 рисунков, 22 таблицы, 14 приложений.

На защиту выносятся:

- методика расчета и прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, основанная на детерминированных и вероятностных моделях деградации армобетонных элементов, работающих в условиях действия агрессивной среды;

- обоснование выбора параметров химического сопротивления бетона, необходимых для расчета долговечности железобетонных конструкций;

- методика экспериментального определения численных значений параметров деградации;

- вероятностная модель для прогнозирования и оценки долговечности и надежности железобетонных конструкций, основанная на применении деградационных функций и экспериментальных данных о статистической изменчивости расчетных параметров.

ГЛАВА 1. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ДЕЙСТВИЯ АГРЕССИВНЫХ СРЕД

1.1 Нормативные методы расчета железобетонных конструкций

Нормативные методы расчета железобетонных конструкций формировались на основе работ Н.С. Стрелецкого, А.Ф. Лолейта, А.А. Гвоздева, С.С. Давидова, В.В. Михайлова, В.И. Мурашева, П.П. Пастернака Я. В. Столярова, О. Я. Берга, В.М. Бондаренко, А.С. Залесова, Н.И. Карпенко, В.Н. Байкова и др.

Расчет конструкций, в том числе железобетонных, производится с целью обеспечения их безотказной, надежной работы в процессе эксплуатации. Задача это достаточно сложная, так как механические свойства материала, геометрические размеры элементов, внешние воздействия и нагрузки, являются случайными величинами [49,37]. Поэтому основное расчетное условие принято записывать в виде неравенства:

$$S_{\max} \leq R_{\min} \quad (1.1)$$

где S_{\max} – наибольшее (предельное) значение усилия от внешних воздействий в элементе; R_{\min} – наименьшее значение усилия, характеризующего сопротивление элемента.

Анализом многочисленных экспериментальных данных [57, 39, 83] установлено, что кривые статистического распределения функций S и R имеют нормальный характер. Тогда условие безотказной работы элемента конструкций можно представить в виде графиков:

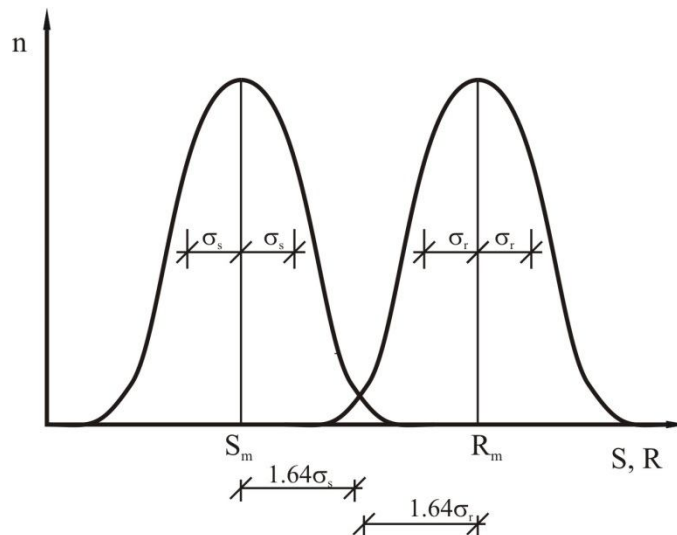


Рис. 1.1. Кривые распределения.

На рисунке 1.1 S_m и R_m – математическое ожидание усилий S и R ; σ_s и σ_r – соответствующие среднеквадратические отклонения; z – зона надежности, которую предлагается определять по формуле:

$$z = R_{mn} - S_{mn} \quad (1.2)$$

R_{mn} и S_{mn} – соответствующие характеристические значения равные:

$$R_{mn} = R_m - 1.64\sigma_r \quad (1.3)$$

$$S_{mn} = S_m - 1.64\sigma_s \quad (1.4)$$

Так как распределение функций R_{mn} и S_{mn} подчиняются закону близкому к нормальному, то распределение функции z будет также нормальным. Тогда характеристика вероятности безотказной работы элемента β будет определяться функцией вида:

$$\beta = \frac{R_m - S_m}{\sqrt{\sigma_r^2 - \sigma_s^2}} \quad (1.5)$$

Выражение (1.5) применяют при отсутствии стохастической связи между величинами R и S и в литературе принято называть индексом Стрелецкого, характеристикой безопасности или гауссовским коэффициентом надежности. Многочисленные данные обследований свидетельствуют, что значение коэффициента $\beta = 2,8 \div 4,0$ соответствует вероятности безотказной работы $P_k = 99,74 \div 99,99\%$.

Современная нормативная база по расчету железобетонных конструкций СП 52-101-2003 не готова к применению вероятностных методов в практике проектирования, в основном из-за недостаточного количества экспериментальных данных по статистической изменчивости расчетных параметров. Поэтому на практике для железобетонных конструкций применяют метод расчета по предельным состояниям, который основан на полувероятностном подходе [70, 58, 56, 57].

Под предельным состоянием (отказом) понимается любое нарушение нормативных требований, которое способно привести конструкцию в состояние опасное для эксплуатации.

Эволюция расчетных методов происходила от рассмотрения предельного состояния конструкции в точке (метод расчета по допускаемым напряжениям), к анализу предельного состояния в сечении (метод расчета по разрушающим усилиям) к полувероятностному методу расчета по предельным состояниям и к развивающемуся методу предельного равновесия, в котором рассматривается предельное состояние в объеме конструкции [70, 56].

Метод расчета по допустимым напряжениям или метод «упругого железобетона» основан на фундаментальных принципах механики твердого тела [70]. Применяется в отдельных случаях до сих пор. Расчет на кручение производится еще по данному методу, некоторые положения используются также при расчете предварительно напряженных железобетонных конструкций на трещиностойкость наклонных сечений.

При расчете по методу допустимых напряжений принимается ряд предпосылок, к которым относятся: гипотеза плоских сечений (Бернулли); выполнение закона Гука для бетона сжатой зоны; не учитывается работа бетона на растяжение; под действием внешних сил арматура принимает на себя напряжения, в α раз большие, чем бетон; площадь сечения арматуры можно заменить эквивалентной площадью сечения бетона и рассматривать сечение железобетонного элемента как однородное составленное из материала с одним модулем упругости [70].

Рассматриваемый метод обладает рядом существенных недостатков:

1. Не учитываются пластические свойства бетона. Модуль упругости бетона принимается за постоянную величину, тогда как на самом деле зависит от величины напряжений, состава, возраста бетона и других трудно учитываемых факторов.
2. Не учитывается работа бетона в пределах растянутой зоны.
3. Не позволяет определять действительных напряжений в бетоне и арматуре, находить разрушающую нагрузку, правильно назначать коэффициент запаса

Метод расчета конструкций по разрушающим усилиям основан на следующих положениях[70]:

1. Расчет элементов производится по стадии разрушения (стадия 3) в предположении, что бетон в сжатой зоне и арматура уже достигли пластического состояния, но совместная работа бетона и стали еще не нарушена.

2. Учитываются упругопластические свойства железобетона. Эпюра сжимающих напряжений в бетоне принята прямоугольная вместо первоначальной криволинейной, что приводит к незначительной погрешности (не более 2%) в определении величины разрушающего момента.

3. В растянутой зоне (при изгибе) прочность бетона также не учитывается.

4. Расчет по этому методу связан с определенным общим коэффициентом запаса прочности k , под которым понимается отношение разрушающего усилия в элементе к усилию, действующему в нем в стадии эксплуатации ($k = \frac{M_p}{M}$).

Метод расчета по разрушающим усилиям дает более полное представление о действительной работе железобетона, позволяет более правильно использовать прочностные и деформативные свойства материалов и в ряде случаев позволяет получить более экономичные конструктивные решения.

Недостатком метода расчета по разрушающим усилиям является использование единого коэффициента запаса, в связи с чем, не могут быть явно учтены возможные отклонения фактических значений нагрузок, прочностных характеристик материалов, размеров сечений и пр. от расчетных значений. Кроме того, метод расчета по разрушающим усилиям позволял определять только несущую способность конструкции.

Основными отличиями метода расчета по предельным состояниям от прежних являются четкое установление предельных состояний конструкции и введение системы расчетных коэффициентов взамен общего коэффициента запаса прочности.

Конструкция достигает предельного состояния тогда, когда дальнейшее ее использование невозможно из-за достижения предела несущей способности,

потери устойчивости формы либо положения или появления недопустимых деформаций. Выделяют две группы предельных состояний предельных состояний: первая - по несущей способности; вторая - по пригодности к нормальной эксплуатации [89]. Первая группа предельных состояний включает: расчет по прочности, на изгиб, на выносливость и т.д. [55].

Вторая группа предельных состояний ограничивает чрезмерные перемещения, образование и ширину раскрытия трещин и т.д.

При расчете конструкций по предельным состояниям основное расчетное условие имеет вид:

$$S_u(\gamma_n, F, \gamma_f, \nu_f, c_f) \leq R_u(R_n, \gamma_{bm}, \gamma_{bmi}, \nu_{bm}, c_r, \mu), \quad (1.6)$$

где S_u – предельное расчетное усилие в сечении элемента от внешних нагрузок; R_u – предельное расчетное усилие воспринимаемое материалом элемента; $\gamma_f, \gamma_n, \nu_f, c_f$ – коэффициенты надежности, учитывающие: изменчивость нагрузок (F), назначение здания, сочетание нагрузок, обоснованность расчетной схемы; $\gamma_{bm}, \gamma_{bmi}, \nu_{bm}, c_r$ – коэффициенты надежности: по материалам, условиям работы, сочетаний материалов, формы и размеров сечения, μ - процент армирования.

К недостаткам метода предельных состояний можно отнести следующее:

1. Метод предельных состояний является полувероятностным. Надежность конструкций при проектировании обеспечивается путем введения частных коэффициентов запаса – коэффициент надежности по нагрузке, по материалу, коэффициентов условия работы, коэффициентов надежности по назначению, величина которых не имеет достаточного теоретического и экспериментального обоснования [62].

2. В методе предельных состояний деформационный расчет практически отделен от прочностного, причем если в прочностном расчете материал предполагается в пластичном состоянии, то в деформационном расчете этот же материал предполагается упругим [48].

Последним недостатком метода предельных состояний не обладает метод, основанный на рассмотрении предельного равновесия железобетонной

конструкции. Рассмотрим основные положения метода предельного равновесия на примере плиты опертой по контуру.

Плиту в предельном равновесии рассматривают как систему плоских звеньев, соединенных друг с другом по линиям излома пластическими шарнирами, возникающими в пролете по биссектрисам углов и на опорах.

При различных способах армирования плиты составляются уравнения работ внешних и внутренних сил на перемещениях в предельном равновесии и определяются изгибающие моменты от действующей нагрузки.

1.2 Вероятностные методы расчета железобетонных конструкций.

Применяемый в настоящее время при расчете конструкций метод предельных состояний не позволяет оценивать надежность конструкций и тем более проектировать их с заданным уровнем надежности. Основным расчетным требованием этого метода является сравнение расчетных значений нагрузки и несущей способности, т.е. мы не можем получить ответ на вопрос о том, какова вероятность безотказной работы конструкции в данный промежуток времени [58].

Дальнейшее развитие теории расчета железобетонных конструкций связано с применением методов расчета, основанных на теории вероятности. Наиболее последовательно методы теории вероятности рассмотрены в работах В. В. Болотина [10 - 15], где показана возможность применения теории случайных процессов к решению многих задач теории надежности.

Вероятностные методы расчета железобетонных конструкций базируются на следующих принципиальных положениях [62]. Основная часть исходных расчетных данных представляется в виде случайных величин с заданными кривыми распределения. Исходя из установленных детерминированных зависимостей между прочностными факторами и параметрами нагрузки, определяется разность S между приведенной прочностью R и приведенной нагрузкой Q (выраженных в одних и тех же единицах), и для этой разности

строится кривая распределения; вероятность того, что S будет иметь положительное значение, представляет собой величину обеспеченности или надежности, которая должна быть достаточно близкой к единице.

В настоящее время большинство задач теории надежности строительных конструкций еще только поставлено и не получило необходимого для практики решения. Разработка этих задач представляет собой важную и актуальную проблему. При решении задач надежности принято использовать следующую терминологию.

В ГОСТ 13377-75 – «Надежность в технике. Термины и определения», определено следующее понятие надежности - свойство объекта, заключающееся в его способности выполнять определенные задачи в определенных условиях эксплуатации, сохраняя во времени значения установленных эксплуатационных показателей. В более узком понимании надежность - это мера сохранности необходимых свойств сооружения или объекта и способность противостоять случайным факторам различного рода, нарушающим эти свойства.

Надежность – комплексное свойство, которое включает безотказность, долговечность, ремонтпригодность и сохраняемость. Показатель надежности – количественная характеристика одного или нескольких свойств, составляющих надежность объекта (показатель прочности, устойчивости, прогибов и т.п.). Основной количественной характеристикой надежности строительной конструкции является вероятность безотказной работы и срок службы с нормативной обеспеченностью [3, 90].

Структурная надежность – вероятность безотказной работы системы, рассчитанная по структурной схеме надежности и статистическим параметрам; отражает деление системы на элементы и влияние их отказов на надежность системы [3].

Безотказность – свойство объекта непрерывно сохранять работоспособность в течение срока эксплуатации [3].

Вероятность безотказной работы – вероятность того, что в пределах заданного срока службы отказ конструкций не возникнет [3].

Долговечность – свойство объекта сохранять работоспособное состояние до наступления предельного состояния при установленной системе технического обслуживания и ремонта [3].

Отказ – событие, влекущее за собой потерю работоспособности объекта.

Работоспособное состояние – состояние объекта, при котором значения всех параметров, характеризующих способность выполнять заданные функции, соответствует нормативным требованиям [3, 90].

Эксплуатационная надежность любой строительной конструкции – понятие комплексное, многокомплексное. С точки зрения существования сооружения в поле действия совокупности ряда факторов, требование к уровню эксплуатационной надежности может быть сформулировано следующим образом: конструкция должна противостоять (заданным нормами уровнем надежности) воздействиям многочисленных эксплуатационных и строительных нагрузок, воздействиям среды в возможных комбинациях, и сохранять при этом расчетную работоспособность в течение расчетного срока службы [3].

Для расчета надежности сооружений используются методы теории вероятности и математической статистики [3].

Анализ литературных источников в области надежности строительных конструкций показывает, что метод расчета по предельным состояниям в проектировании и расчетах оправдывает себя [58, 62, 39, 63, 19, 9]. Большая часть научных изысканий проводится в области совершенствования существующего метода расчета [3]. Условно можно выделить следующие направления: способ более строгого обоснования существующих коэффициентов, обеспечивающих надежность спроектированной конструкции; способы расчета вероятности безотказной работы; реструктуризация существующих норм проектирования.

Все показатели надежности, которые могут быть использованы при формулировании нормативных требований к строительным конструкциям, представляют функции вероятности отказа за какой-либо промежуток времени.

Условие отказа математически выражается неравенством [56]:

$$R - Q > 0 \quad (1.9)$$

где R и Q – случайные величины с заданными законами распределения.

Q – усилие от внешних силовых и других воздействий; R – несущая способность выраженная в тех же единицах.

Вероятность отказа есть реализация неравенства;

$$P_f = P_{rob} \{R - Q < 0\} = \int_0^{\infty} F_R(x) f_Q(x) dx \quad (1.10)$$

где P_f – вероятность отказа;

P_{rob} – вероятность реализации события;

F_R – функция распределения вероятности величины R ;

f_Q – площадь распределения вероятностей величины Q .

Вопрос заключается в способе определения вероятности отказа, подходах учета изменения свойств конструкций и материала во времени.

Разработаны различные методы определения надежности конструкций с использованием вероятностного подхода и их оценка.

Если несущая способность R и усилие от нагрузки Q распределены по нормальному закону, то интеграл (1.6) выражается через интеграл вероятностей:

$$P = 1 - \Phi(\beta) \quad (1.11)$$

где $\beta = \frac{\tilde{R} - \tilde{Q}}{(s_R^2 - s_Q^2)^{1/2}}$ - индекс надежности (характеристика безопасности); \tilde{R} и

\tilde{Q} - средние значения R и Q ; s_R и s_Q – стандартные отклонения величин R и Q .

В случае нелинейной функции работоспособности $g = g(x_1, x_2, \dots, x_n)$, где $g = R - Q$ – можно применить метод статистической линеаризации, основанный на разложении в ряд Тейлора нелинейной функции в окрестности приближенного положения центра распределения случайного вектора (x_1, x_2, \dots, x_n) . Формула для приближенного вычисления неизвестных параметров нелинейной функции независимых случайных коэффициентов записывают в виде:

$$g = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (1.12)$$

$$s_g^2 = \left(\frac{\partial g}{\partial x_1} \right)_{x_1}^2 s_{x_1}^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial x_2} \right)_{x_2}^2 s_{x_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial g}{\partial x_n} \right)_{x_n}^2 s_{x_n}^2 \quad (1.13)$$

$$\beta = \frac{g}{s_g} \quad (1.14)$$

Преимущества метода. Метод прост и универсален, не требует иррационального подхода в вычислениях. Допускает включение в алгоритм расчета данных об изменении свойств материала во времени.

Недостатки. Ограниченность применения вследствие невозможности использования при распределении случайных величин, отличных от нормального или логнормального распределения.

Если случайные величины распределены не по нормальному закону, теоретически можно предложить такое их преобразование, чтобы привести их распределение к нормальному (метод первого приближения). Однако, точное решение здесь возможно только для законов производных от нормального. В остальных случаях преобразование представляет собой аппроксимацию исходных законов нормальным. Эта аппроксимация должна выполняться на границе области отказа (точка подгонки) с максимальной плотностью распределения исходных величин, так как в окрестности этой точки сосредоточены наиболее вероятные ее значения.

Алгоритм расчета основан на постепенном итерационном приближении координат точки подгонки до тех пор, пока не окажется, что аргумент функции определения безотказной работы равен индексу надежности. Что означает минимальную погрешность в линеаризации.

Преимущества. Универсальность и простота алгоритма. Здесь с автором можно не согласиться: при достаточно большом количестве исходных данных и рассмотрении процесса во времени необходимо применение к расчету ЭВМ, в противном случае расчет займет слишком много времени.

Недостатки. Функция g , определяющая область отказа, должна быть непрерывно дифференцируемой и гладкой. При кусочной границе области отказа требуются дополнительные меры усложняющие расчет.

Третий метод основан на вероятности отказа по частоте события $Q > R$, для этого производится достаточно большое число испытаний по системе Бернулли,

т.е. на каждом испытании генерируются случайные реализации всех исходных величин. Выполняется детерминированный расчете Q и R , при $Q > R$ – исход считается отказом. Частота появления отказа рассматривается как его вероятность.

$$p = \frac{k}{m} \approx P_f \quad (1.15)$$

p – частота появления отказа;

k – число отказов;

m – общее число испытаний;

P_f – вероятность появления отказа.

Метод требует обязательного анализа близости частоты появления отказов к вероятности отказа, которая зависит от общего числа испытаний m . Известные методы такого анализа основываются на теоремах Бернулли, Хинчина, Линдсберга-Леви. Однако основным вопросом остается общее число испытаний, при котором можно пользоваться этими теоремами в свете оценки достоверности полученных результатов.

Преимущества. Простота и универсальность в решении определенного типа задач. Возможность оценки достоверности полученных результатов.

Недостатки. При необходимости проведения большого числа испытаний и сложности детерминированного расчета колоссальный ресурс машинного времени, что делает метод неэффективным.

Более совершенной формой этого метода является метод Монте-Карло, получивший широкое распространение.

При каждом испытании по плотности вероятностей величины Q моделируется ее реализация Q_i и определяется значение функции распределения величины R при аргументе Q . Затем определяется среднее из всех значений по всем проведенным испытаниям. В случае, если величина Q зависит от нескольких случайных аргументов, то на каждом испытании моделируется значение каждого аргумента. Если и величина R зависит от нескольких аргументов, то ее функция распределения должна быть получена заранее аналитически, либо путем

статистической обработки результатов математического и физического моделирования.

В [58] приведен пример использования метода Монте-Карло. Для нахождения доверительного интервала вероятности безотказной работы использую критерий Стьюдента.

Преимущества. Повышенная эффективность по сравнению с предыдущим методом.

Недостатки. В многомерном случае одна из функций распределения величин R и Q должна быть заранее задана. Кроме того, анализ точности и достоверности результата приходится выполнять с использованием распределений получаемой оценки, а не искомой вероятности как в предыдущем методе.

Усовершенствование метода Монте-Карло состоит в формировании стратифицированной выборки на нужных классовых интервалах с заданным объемом классовых выборок. Преимуществом такого подхода является высокая эффективность в использовании машинного ресурса, недостатком – более сложная процедура формирования выборки.

1.3 Методы оценки и прогнозирования долговечности железобетонных конструкций.

Долговечность – один из важнейших показателей качества строительных конструкций. Длительное время считалось, что бетонные и железобетонные конструкции имеют неограниченную долговечность и даже более того, прочность бетона конструкций, а, следовательно, долговечность со временем увеличивается. Однако оказалось, что улучшение показателей качества бетона происходит лишь при определенных влажностных и температурных условиях. В большинстве случаев железобетонные конструкции в процессе эксплуатации подвергаются агрессивным воздействиям, и разрушаются. Нормативная долговечность строительных конструкций может быть обеспечена путем применения специальных материалов, защитных покрытий или особых конструктивных

решений. Данные обследований показывают, что железобетонные конструкции, запроектированные без учета требований долговечности, могут прийти в аварийное состояние в течение 5-10 лет и раньше. Известно много примеров, когда железобетонные конструкции разрушились через 10 лет, а иногда и через 3 года.

Практика эксплуатации показала, что каждый материал, изделие имеет определенную долговечность, которую необходимо уметь рассчитывать. Однако до сих пор нет теоретических методов расчета, оценки и прогнозирования долговечности строительных конструкций работающих при совместном действии силовых факторов и агрессивных сред. В то же время нормативными документами предусматривается оценка состояния конструкций в процессе эксплуатации. Например, в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» 1996 г. в пункте 1.10 основные расчетные требования сформулированы следующим образом: «... Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечивать конструкции от: ... от разрушения под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (периодического или постоянного воздействия агрессивной среды...)». Из этого следует, что расчет железобетонных конструкций на совместное воздействие силовых факторов и агрессивной среды должен производиться. При этом предлагается (п. 2.13), условия работы учитываются с помощью коэффициентов условий работы γ_{bi} .

В этом же СНиПе (п. 6.2, 6.12) предлагается проводить поверочные расчеты существующих конструкций при обнаружении дефектов и повреждений в конструкциях с целью установления, обеспечивается ли несущая способность и пригодность к нормальной эксплуатации в изменившихся условиях; а так же проверять сечения, в которых «... при натурных обследованиях выявлены зоны бетона, прочность которых меньше средней на 20% и более». Здесь же отмечается, что «учет дефектов и повреждений производится путем уменьшения вводимой в расчет площади сечения бетона и арматуры».

В СНиПе 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» в п. 9.3.6. также отмечается, что «при проведении поверочных расчетов должны быть учтены дефекты и повреждения конструкций, выявленные в процессе натуральных обследований: снижение прочности, местные повреждения или разрушения бетона, обрыв арматуры ...» и т.д. Но при этом не учитывается, что изменение прочности бетона может происходить неравномерно в пределах поперечного сечения элемента, снижение прочности бетона развивается во времени.

Приведенные нормативные требования не дают четкого представления о том, какие модели поперечного сечения должны рассматриваться, если под действием агрессивной среды происходит снижение прочности бетона и арматуры [47].

В СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии» сформулированы требования к материалам (бетону и арматуре) конструкций, работающих в условиях агрессивных сред. Предлагается бетон железобетонных конструкций зданий и сооружений с агрессивными средами принимать марки по водонепроницаемости W4 и выше. В то же время в п. 2.17 предлагается «расчет железобетонных конструкций, подверженных воздействию агрессивных сред, производить по СНиП 2.03.01-84 с учетом настоящих норм по категории требований к терциностойкости и предельно-допустимой ширине раскрытия трещин».

В СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» отмечается, что «Для сильно поврежденных конструкций (при разрушении 50% и более сечения бетона или 50% и более площади сечения арматуры) элементы усиления следует рассчитывать на полную действующую нагрузку», т.е. при 50% потере несущей способности конструкцию следует заменить. Однако ни в СНиП 2.03.01-84, ни в СП 63.13330.2012, ни в СНиП 52-01-2003 не предложены расчетные модели, учитывающие деградацию бетона и арматуры при эксплуатации конструкций в агрессивных средах. Поэтому

проблема оценки долговечности бетонных и железобетонных конструкций является актуальной.

Долговечность конструкций зависит от характера ее взаимодействия с агрессивными факторами окружающей, который описывается посредством моделей внешних воздействий. Под внешним воздействием здесь понимается действие нагрузок, климатические, агрессивные и другие воздействия и их сочетания.

В настоящее время можно выделить следующие методы прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, основы которых изложены в работах В.М. Бондаренко [18, 20, 22, 16, 21, 17, 19], Ю.М. Баженова [6, 7], С. Н. Алексеева [2], В.И. Бабушкина [5], В.М. Москвина [44, 43], Е.А. Гузеева [29], Ш.М. Рахимбаева [60, 59], С.Н. Леоновича [96, 37, 36], зарубежных ученых [98 – 103, 105, 106, 109, 111 – 115, 118, 119, 122 - 126].

Общий метод, основан на применении экспертных оценок, которые базируются на коллективном опыте и знаниях, полученных путем лабораторных и производственных испытаний конструкций и материалов, а также специальных исследований [35, 71, 69].

Данный подход допускает, что отобранная железобетонная конструкция будет иметь ожидаемый срок службы, так как предполагается, что если железобетонная конструкция выполнена в соответствии с требованиями норм и стандартов, то её требуемый срок службы будет обеспечен.

Такой прием дает соответствие теории с практикой в тех случаях, когда срок службы невелик или если условия окружающей среды не являются агрессивными по отношению к материалу конструкции, или имеют стационарный характер. Но этот подход не даёт ожидаемых результатов в случае, когда необходимо решить проблему прогнозирования срока службы железобетонных конструкций для отрезка времени, превышающего пределы опыта или знания; если рассматривается изменяющаяся окружающая среда; когда используются новые виды бетона и арматуры, а информация о длительном их применении ограничена.

Метод прогнозирования, основанный на сравнении эксплуатационного качества. Он построен на предположении, что если железобетонная конструкция была долговечной для определенного времени, то и аналогичная конструкция, находящаяся в подобных условиях, будет иметь тот же срок службы. Ограниченность метода состоит в том, что любая железобетонная конструкция обладает определённой уникальностью из-за вариаций свойств материалов, геометрий и конкретной практики строительства или изготовления. Кроме того, составы бетонных смесей и свойства применяемого бетона или арматуры не остаются неизменными во времени [37].

Метод ускоренных испытаний. В тех случаях, когда нет опыта и знаний в отношении сопротивления воздействиям для новых материалов или конструкций, проводятся ускоренные возрастные испытания. Чтобы оценить срок службы новых материалов или конструкций, было сделано допущение, что число циклов ускоренных испытаний несет некоторый вид зависимости от срока службы в действительных условиях. Сравнивая скорость изменения эксплуатационного качества материала при этих испытаниях с тем же параметром, полученным при долговременных испытаниях в реальных условиях, можно было оценить срок службы новых материалов или конструкций.

Важное требование для использования ускоренных испытаний состоит в том, что деградиционные механизмы в них должны быть такими же, как и при эксплуатации.

Если деградиционный процесс при соответственно пропорциональной скорости деградации одного и того же механизма одинаков для ускоренных по времени испытаний и долговременных испытаний в эксплуатационных условиях, коэффициент ускорения K может быть подучен из:

$$K = \frac{R_{AT}}{R_{CT}} \quad (1.16)$$

где R_{AT} - скорость деградации в ускоренных испытаниях; R_{CT} - скорость деградации при долговременных испытаниях в эксплуатационных условиях.

Наибольшей трудностью в использовании такой методики прогнозирования срока службы является получение обеспеченных данных о параметрах эксплуатационного качества за длительный отрезок времени, что приводит к необходимости развить зависимости выраженные через K .

Метод подучил приложение к оценке долговечности конструкций при действии на них только отдельных факторов.

Методы математического моделирования, основанные на физике и химии деградационных процессов. Ключевым вопросом здесь является знание закономерностей снижения эксплуатационного качества, то есть изменения основных свойств материалов и характеристик конструкций. В рамках детерминированного подхода для оценки долговечности получил развитие диаграммный метод расчета сечений железобетонных элементов, в котором используются трансформированные значения главных параметров диаграмм деформирования бетона и арматуры [35, 37].

Известны методы, в которых используются практические приложения теории надёжности, стохастических распределений и методов математической статистики. Одним из подходов при разработке расчетных моделей долговечности является оценка условной надежности, при которой характеристики прочности сечений и действующие на конструкцию нагрузки рассматриваются как случайные величины. При этом снижение несущей способности в период эксплуатации конструкции условно заменяется понятием статистической изменчивости расчетных параметров.

В соответствии с другим подходом вероятность безотказной работы в период эксплуатации подчиняется статистическим закономерностям, характерным для данного объекта. Они должны быть найдены по результатам статистической обработки большого объема информации об эксплуатационных отказах изучаемых объектов. Основным препятствием в реализации данного подхода является ограниченность объема информации об отказах [13, 83, 96, 4].

Методы механики разрушений получили развитие в последние 5-10 лет. Новая тенденция к оценке долговечности железобетонных конструкций, основана

на применении практических аспектов механики разрушений и метода конечных элементов (МКЭ) [121].

Методы строительной механики железобетонных конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой, основаны на применении аналитических методов механики сплошного тела к задачам сопротивления железобетонных конструкций коррозионным воздействиям. Метод эффективен в тех случаях, когда не удается выяснить общую схему разрушения конструкции, и когда возможности метода предельных состояний ограничены.

Точность оценки долговечности строительных конструкций во многом зависит от правильности выбора модели, которая должна адекватно описывать влияние агрессивной среды на процессы, протекающие в структуре материала.

Количественная оценка процессов протекающих в структуре материала под действием агрессивной среды осуществляется путем введения специальных функций, учитывающих суммарный эффект от различных воздействий. В зависимости от вида описываемых параметров выделяют деградационные модели и модели эксплуатационного качества [56].

К деградационным моделям относятся математические выражения, которые описывают увеличение во времени уровня деградации вследствие накопления повреждений при изменении соответствующих расчётных параметров [56].

Деградационную модель можно представить в виде:

$$\mu(D) = D(x_1; x_2; \dots; x_n; t) \quad (1.17)$$

где $\mu(D)$ - средние деградации; $x_1; x_2; \dots; x_n$ - параметры материалов железобетонных конструкций и окружающей среды, t – возраст конструкции.

Математическое выражение, показывающее снижение эксплуатационного качества, как функцию времени и расчётных параметров, называется моделью эксплуатационного качества. Модель эксплуатационного качества имеет вид:

$$\mu(P) = P(x_1; x_2; \dots; x_n; t) \quad (1.18)$$

где $\mu(P)$ - среднее эксплуатационного качества.

Оба типа моделей могут быть рассмотрены на уровне материалов, конструктивных элементов или сооружения в целом.

Выбор модели деградации, ввиду сложности процессов протекающих в структуре материалов, является непростой задачей. На современном этапе развития наиболее широкое распространение получили модели деградации, основанные на кинетической, физико-статистической и феноменологической концепции [77].

Феноменологический подход основан на применении закономерностей, полученных в физических опытах при исследовании деформирования и деградации материалов в агрессивных средах с использованием известных моделей разрушения конструкционных материалов, которые кроме механических, включают и физико-химические параметры. Основная трудность при использовании феноменологического подхода заключается в выборе параметров расчетной модели и построении уравнений, описывающих их изменение и взаимосвязь [46, 77, 85].

В кинетическом методе, разрушение рассматривается как развивающийся во времени, под действием механических напряжений, тепла, химических и физических активных сред, постепенный термоактивный процесс накопления повреждений. Недостатком данного метода является то, что он не учитывает физической и статистической природы явлений [46, 61, 45, 53].

Модели деградации, наиболее полно описывающие не только кинетику процессов деградации, но и их влияние на изменение упруго-прочностных свойств по поперечному сечению рассчитываемого элемента, жесткости и несущей способности, предложены в работах [85]. Данная модель основана на методе ускоренных испытаний и методе математического моделирования физико-химических процессов взаимодействия агрессивной среды с материалом конструкции.

В основе метода лежат следующие положения.

Общий вид деградационной функции представляется выражением:

$$D = B(t)/B(0) = f(t, T, \sigma, c, h, \alpha, a), \quad (1.19)$$

где t – время; T – температура; σ – напряжение; c – концентрация агрессивной среды; h – геометрическая характеристика; α и a – параметры деградации.

Вид деградационной функции выбирают, исходя из характера распределения агрессивной среды, напряжений по площади поперечного сечения и учитывая связь между различными деградационными функциями:

$$D(N) = f\{D(W)\}; D(M) = f\{D(N)\}; D(M) = f\{D(W)\} \quad (1.20)$$

Основные типы деградации представляются в виде феноменологических моделей. Феноменологические модели, представляющие эпюры модуля упругости или прочности по высоте поперечного сечения, в зависимости от вида изохрон деградации могут быть линейными и нелинейными, симметричными и несимметричными (рис. 4.1).

К достоинствам данного метода можно отнести следующее:

1. Возможность описания изменения упруго-прочностных свойств по высоте сечения, жесткости и несущей способности элемента или изделия во времени в зависимости от вида деградации.
2. Учитывается влияние на долговечность размеров поперечного сечения, вида напряженно-деформированного состояния.
3. Простота применения. Функции деградации могут быть выражены через одну базовую деградационную функцию, определение которой наиболее доступно и достоверно.

Основной особенностью расчета долговечности конструкции является введение фактора времени. Что позволяет выразить долговечность элемента подверженного влиянию внешних агрессивных воздействий окружающей среды как функцию от времени.

Согласно [17] при математической формулировке задачи прогнозирования долговечности железобетонных конструкций традиционно используются два подхода: детерминистский и вероятностный.

В детерминистской постановке проблемы долговечности распределения усилия (нагрузки) S и сопротивления R игнорируются, поэтому статистическая природа S и R учтена ограниченно. Нагрузка, сопротивление и срок службы используются в детерминированных величинах, и их распределения, которые

выражают связь между случайными величинами и частотой их появления или повышения, не рассматриваются.

Основная формулировка расчёта долговечности может быть записана в терминах эксплуатационного качества или срока службы. Здесь к $S(t_g)$ относятся любые воздействия: механические (нагрузка), физические и химические; к $R(t_g)$ - соответствующие сопротивления конструкции этим воздействиям. $S(t_g)$ и $R(t_g)$ могут быть представлены средними, характеристическими или расчетными значениями. Согласно принципу эксплуатационного качества расчётная формула записывается в виде:

$$S(t_g) - R(t_g) > 0 \quad (1.21)$$

где t_g – заданный (назначенный) срок службы.

Модели долговечности в составе $S(t_g)$ и $R(t_g)$ наиболее часто выражаются через параметры непосредственно конструкции, материалов и окружающей среды и показывают потерю эффективного поперечного сечения или снижение свойств материалов в течение времени эксплуатации. Модели долговечности задаются таким образом, что бы выполнить условия (1.9). Расчетная формула может быть записана в следующем виде:

$$t_L - t_g > 0 \quad (1.22)$$

где t_L – функция срока службы.

Расчёт долговечности железобетонных конструкций тогда выполняется выбором подходящей комбинации величин для расчетных параметров таким образом, чтобы выполнялись условия (1.9 и 1.10).

Особенностью вероятностных методов расчета долговечности по сравнению с детерминированными состоит во введении дополнительных условий, учитывающих неблагоприятную ситуацию, заданную с определенной вероятностью. Расчетные формулы записываются на основе уравнений регрессии, которые учитывают возможность распределения этих факторов.

Основные параметры, определяющие долговечность, резерв несущей способности и интенсивность износа с течением времени, используются с вероятностными характеристиками, которые изменяются с течением времени [40].

Наиболее простая математическая модель, связывающая вероятность разрушения и срок службы, включает переменную нагрузку S и переменную сопротивлению R , которые в принципе могут быть любого количества и могут быть выражены в любых единицах. Вероятность безопасной работы определяется через стохастические свойства системы «усилие» - «сопротивление». Если S и R независимы от времени, событие разрушения может выражаться как:

$$\{\text{разрушение}\} = \{R < S\} \quad (1.23)$$

Вероятность разрушения P_f теперь определяется как вероятность такого разрушения:

$$P_f = P\{R < S\} \quad (1.24)$$

Если срок службы известен и безопасность (надежность) оценивается в момент его завершения, то L и S можно рассматривать как случайные независимые величины с законами распределения» выявленными в конце этого срока.

Сопротивление R и нагрузка S , а, следовательно, и вероятность разрушения, являются величинами, зависящими от времени или случайными функциями во времени.

Расчетная формула может быть записана согласно принципам эксплуатационного качества и принципам срока службы тем же способом, что и в детерминированном расчетном методе с добавлением условия о максимально приемлемой вероятности разрушения; вероятность того, что, согласно принципам эксплуатационного качества, сопротивление железобетонной конструкции будет меньше, чем нагрузка, и вероятность завершения срока службы должна быть меньше, чем допустимая вероятность разрушения.

Условие выражается как:

$$P_{f_{t_g}} = P\{R - S > 0\}_{t_g} < P_{f_{\max}} \quad (1.25)$$

где $P_{f_{t_g}}$ – вероятность разрушения железобетонной конструкции с t_g и P_f – максимально возможная вероятность разрушения.

Эта задача может быть решена, если известны распределения нагрузки и сопротивления.

Использование стохастических методов предполагает, что должны быть приняты определенные предпосылки в отношении форм распределении.

Типы распределений, которые могут быть применены для оценки срока службы или эксплуатационного качества, включают:

а) нормальное (Гаусса) распределение; б) логнормальное распределение; в) экспоненциальное распределение; г) распределение Вейбулла; д) гамма-распределение.

1.4 Методы повышения долговечности железобетонных конструкций.

Повышение сопротивляемости железобетонных конструкций воздействию факторов агрессивной среды достигается: выбором соответствующих материалов обладающих требуемыми характеристиками; специальными конструктивным решениями; приемами защиты от неблагоприятных внешних воздействий; технологическими мероприятиями при изготовлении, возведении или реконструкции сооружения; контролем качества.

С точки зрения удовлетворения требований долговечности стадия проектирования является определяющей. Именно на этой стадии необходимо учесть особенности работы железобетонных конструкций в конкретных эксплуатационных условиях, связанных с характером и интенсивностью воздействий: технологических и окружающей среды.

Другими факторами, которые следует принять во внимание, являются:

- назначение конструкции;
- требования к ее поведению;
- условия возведения и эксплуатации, свойства и поведение материалов, подтвержденные соответствующей экспертизой;
- форма элементов и конструктивных деталей.

В зависимости от степени агрессивности среды для предотвращения коррозионного разрушения конструкций в основном предусматриваются следующие виды защиты

- 1) первичная, которая заключается в выборе материала конструкции или создания его структуры с тем, чтобы обеспечить стойкость при эксплуатации;
- 2) вторичная, предусматривающая нанесение защитного покрытия, которое ограничивает или исключает коррозионное разрушение конструкции.

Исходными данными для проектирования защиты от коррозии являются:

- 1) характеристики агрессивной среды: вид и концентрация вещества, частота и продолжительность агрессивного воздействия;
- 2) условия эксплуатации: температура - влажностный режим в помещениях, вероятность попадания на конструкции агрессивных веществ, наличие и количество пыли, содержащей соединения солей;
- 3) климатические условия района строительства;
- 4) результаты инженерно-геологических изысканий;
- 5) предполагаемое изменение агрессивности среды в период эксплуатации сооружения;
- 6) механические воздействия на конструкцию;
- 7) термические воздействия на конструкцию.

К мерам первичной защиты железобетонных конструкций относятся:

- 1) применение материалов повышенной коррозионной стойкости;
- 2) применение добавок, повышающих коррозионную стойкость бетона;
- 3) повышение водонепроницаемости бетона;
- 4) понижение общей пористости бетона;
- 5) повышение массивности конструкций, толщины защитного слоя бетона у арматуры; снижение расчетной ширины раскрытия трещин.

Бетоны, в соответствии с СТ СЭВ 45*4-84 «Защита от коррозии в строительстве. Бетонные и железобетонные конструкции. Требования к первичной защите», как средство первичной защиты железобетонных конструкций, должны демонстрировать большую водонепроницаемость,

идентичную или меньшую общую пористости или меньшее водопоглощение чем эталон.

Вторичная защита может применяться в слабых, средних и сильно агрессивных средах.

Устройство антикоррозионных покрытий - преимущественный метод защиты железобетонных конструкций инженерных сооружений от коррозии, возникающей под действием агрессивных сред промышленных производств и грунтовых вод.

Могут применяться следующие защитные покрытия:

- лакокрасочные армированные и неармированные на основе природных и синтетических смол;
- мастичные, шпатлевочные и наливные: неорганические на основе жидкого стекла; органические; - на основе природных и синтетических смол;
- оклеечные на битумных и битумно-резиновых мастиках на синтетических клеях, асбестом на жидком стекле;
- гуммировочные;
- футеровочные и облицовочные на вяжущих, приготовленных на основе жидкого стекла, природных и синтетических смол.

Работы по устройству вторичной защиты включают подготовку поверхности старого и нового бетона и выполнение защиты (нанесение покрытий, пропитка и т.д.). Дополнительная поверхностная защита назначается в случаях, когда «резерв стойкости» бетона недостаточен для обеспечения эксплуатации железобетонного элемента в течение расчетного срока с заданной надежностью.

В соответствие с нормативными документами выбор систем покрытий производится в соответствии с табл. 1.1 Снижение требований к качеству бетона вследствие применения пропитки не допускается.

Таблица 1.1

Состав	Содержание компонентов, мас. ч.					
	1	2	3	4	5	6
Метилметакрилат	100	100	100	100	100	100
Жидкий каучук СКН-18-1 а	-	-	-	15-25	20	2-5
Полиэфир ТГМ-3	-	30	-	-	10	-
Полистирол	-	-	5-7	-	-	-
Парафин	0.5	-	0,5	-	-	0,5
Диметиланилин	-	-	2-3	-	-	2-3
Порофор ЧХЗ-57	0.5-1.5	0,5-1,0	-	-	-	-
Гиперш	-	-	-	7	5-6	-
Полиэтиленполиамин	-	-	-	7	5-6	-
Ацетон	-	-	-	-	-	5-10
Перекись бензоила	-	-	7-9	-	-	5-7

Поверхностная пропитка бетона

Повышение защитных и конструктивных свойств поверхностных слоев бетона может достигаться пропиткой различными материалами.

При изготовлении сборных железобетонных элементов применяется пропитка серой, мономерами (стирол, метилметакрилат и др.) битума

Пропитка бетона эксплуатируемой конструкции осуществляется флюатированием обработкой раствором кремнефтористого магния или нанесением составов на основе петролатума или метилметакрилата.

Флюатирование рекомендуется повторять через 3-4 года. Применение для пропитки модифицированного петролатума нецелесообразно при воздействии на конструкции сильных окислителей, органических растворителей, масел и концентрированных щелочей.

В качестве материала для вторичной защиты конструкций от коррозии возможно применение стеклопластика.

Стеклопластик расчетной толщины, нанесенный на конструкцию, повышает ее несущую способность, жесткость, трещиностойкость и стойкость к воздействию динамических нагрузок. Способность стеклопластика без разрушения или нарушения герметичности работать над трещинами дает возможность эксплуатировать конструкцию с трещинами шириной раскрытия до 0,3-0,4 мм вне зависимости от степени агрессивности среды.

1.5 Цели и задачи исследования

Целью исследований являлась разработка методов расчета и прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, основанных на детерминированных и вероятностных моделях деградации армобетонных элементов, работающих в условиях действия агрессивной среды.

Для достижения поставленной цели необходимо было решить следующие задачи:

- разработать детерминированные и вероятностные модели расчета и прогнозирования долговечности железобетонных конструкций с учетом деградации материала конструктивных элементов под действием агрессивных сред

- установить основные характеристики химического сопротивления бетонов (полимерных, цементных) действию агрессивных сред; разработать методику идентификации основных параметров деградации по экспериментальным данным, полученным методом микроразрушений (методом микротвердости, склерометрии)

- экспериментальным методом определить статистическую изменчивость конструктивных параметров железобетонных и полимербетонных элементов

- методами статистического моделирования произвести анализ работы конструктивных элементов с учетом действия агрессивных сред, оценить изменение надежности железобетонных конструкции во времени и изучить влияние статистической изменчивости конструктивных параметров на их долговечность.

ГЛАВА 2. ХИМИЧЕСКОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНОВ

2.1. Прогнозирование долговечности бетонных изделий при развитии механизма коррозии первого вида

В соответствии с классификацией В.М. Москвина [43, 44] все физико-химические процессы, определяющие коррозионное разрушение цементного бетона, делятся на три основных вида.

Коррозия первого вида обусловлена процессами, связанными с действием на бетон воды с малой жесткостью и водных растворов некоторых солей, способных растворять цементный камень, не вступая при этом в химическое взаимодействие. Наиболее растворимым компонентом цементного камня на основе портландцемента является гидроксид кальция.

При действии на бетон мягких вод развивается процесс выщелачивания свободной гидроксиды кальция, а также образовавшейся при гидролизе трех кальциевого силиката.

При твердении цемента клинкерные минералы (алит, белит, алюминаты) в результате реакций гидратации и гидролиза образуются соединения, характеризующиеся различной растворимостью в воде:



где R – Na или K

Как следует из уравнений химической реакции это в основном гидратные соединения алита, белита и эттрингита: $3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$; $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$; $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$, а также гидроксиды кальция, натрия, калия: $\text{Ca}(\text{OH})_2$, NaOH , KOH .

Последние три соединения отличаются хорошей растворимостью в воде. При фильтрации или в потоке воды происходит вымывание гидратов окиси кальция, натрия, калия и разложение гидратированных силикатных и алюминатных минералов. Скорость выщелачивания зависит от плотности бетона, скорости фильтрации или потока воды, температуры и концентрации растворенных солей в воде. Присутствие в воде ионов SO_4 , Cl , Na , K увеличивает скорость выщелачивания CaO .

Г.С. Рояк, изучая накопление щелочей в цементном камне в процесс твердения, установил, что минералы, содержащие K_2O гидратируются более интенсивно, чем содержащие окись натрия. К месячному сроку твердения основное количество окиси калия переходит в раствор. Процесс перехода щелочей в жидкую фазу протекает особенно интенсивно при гидратации высокоалюминатных цементов.

Экспериментально установлено, что количество $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в портландцементе достигает 15% от массы цемента, считая на CaO , а растворимость при обычной температуре составляет 1300 мг/л. Растворимость гидросиликатов типа $3\text{CaO}\cdot 2\text{SiO}_2\cdot 3\text{H}_2\text{O}$, гидроалюминатов $3\text{CaO}\cdot \text{Al}_2\text{O}_3\cdot 6\text{H}_2\text{O}$ и других соединений кальция значительно меньше. Поэтому при действии воды на цементный камень вначале растворяется и уносится водой гидроксид кальция, что сопровождается нарушением структуры и уменьшением жесткости и прочности бетона. Когда концентрация $\text{Ca}(\text{OH})_2$ свободной гидроокиси кальция становится менее 1,1 г/л начинается разложение гидросиликатов кальция и происходит вымывание получившейся гидроокиси. Примерно при такой же концентрации в растворе оксида кальция (менее 1,08 г/л) начинается гидролиз гидроалюминатов типа $4\text{CaO}\cdot \text{Al}_2\text{O}_3\cdot 13\text{H}_2\text{O}$. При дальнейшем уменьшении концентрации CaO в поровой жидкости до значения 0,56 мг/л начинается разложение гидроалюминатов типа: $3\text{CaO}\cdot \text{Al}_2\text{O}_3\cdot 6\text{H}_2\text{O}$. Длительное воздействие мягких вод на бетон может привести к полному вымыванию гидроксида кальция с разложением остальных гидратных соединений до аморфных рыхлых гидратов кремнезема, глинозема и окиси железа. Выщелачивающее действие воды зависит от вида растворенных в ней

веществ. Наиболее интенсивно растворяется гидроксид кальция в мягкой воде, близкой по составу к дистиллированной. Присутствие в воде NaCl и Na₂SO₄ повышает растворимость Ca(OH)₂, а наличие гидрокарбонатов кальция Ca(HCO₃)₂ и магния Mg(HCO₃)₂ способствует уменьшению растворимости гидроксида кальция, причем тем значительнее, чем больше их в растворе. Установлено, что при потере примерно 10% CaO прочность цементного камня снижается на 10%, при потере 20% - на 25%, при потере 30% - на 50%. По мнению Ю.М. Баженова при потере бетоном 33% CaO наступает его разрушение. Скорость выщелачивания бетона прямо пропорциональна скорости течения воды, омывающей бетон или фильтрующей через него.

Известно, что в клинкере содержится 62-68% CaO, т.е. концентрация $C=0.62\div 0.68$. Растворимость гидроксида в воде (обозначим через γ) 1,18 г/л $0,00118 \text{ г} < \gamma$. Если принять, что в процессе эксплуатации допустима пятнадцати процентная потеря прочности бетона, то можно рассчитать долговечность изделия из бетона с заданной маркой по водонепроницаемости. Значения коэффициентов фильтрации для соответствующих марок бетона по водонепроницаемости приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1
Коэффициенты фильтрации для бетонов

№ п/п	Марка бетона по водонепроницаемости	Коэффициент фильтрации, $K_{\text{ф}}$, см/с
1	W2	$(1.35\pm 0.65)10^{-8}$
2	W4	$(4.5\pm 2.5)10^{-9}$
3	W6	$(1.3\pm 0.7)10^{-9}$
4	W8	$(3.5\pm 2.5)10^{-10}$
5	W10	$(0.8\pm 0.2)10^{-10}$
6	W12	$6 \cdot 10^{-11}$ и менее

Рассмотрим фильтрацию воды через стенку резервуара. Примем толщину стенки равной δ (см), площадь фильтрации S (см²). Обозначим содержание оксида кальция в бетоне изделия через $q(\text{CaO})$, в фильтрате $q_{\text{ф}}$. Принимая предельно допустимый уровень выщелачивания равным 0,15 можем записать предельное условие, при выполнении которого конструкция пригодна к эксплуатации:

$$q_{\phi} \leq 0.15q(\text{CaO}) \quad (2.1)$$

Содержание цемента в бетоне обозначим через Ц (г/см³), тогда содержание СаО в бетонном изделии будет равно:

$$q(\text{CaO}) = \text{Ц} \cdot \text{С} \cdot \text{S} \cdot \delta, \quad (2.2)$$

где С – концентрация СаО в цементе.

Соответственно в фильтрате - $q_{\phi} = Q_{\phi} \cdot r$,

где Q_{ϕ} - вес отфильтрованной воды.

С учетом значений q_{ϕ} и $q(\text{CaO})$ предельное условие (2.1) примет вид:

$$Q_{\phi} \cdot r \leq 0,15\text{Ц} \cdot \text{С} \cdot \text{S} \cdot \delta \quad (2.3)$$

В предельном случае количество фильтрата будет равно:

$$Q_{\phi} = \frac{0,15\text{Ц} \cdot \text{С} \cdot \text{S} \cdot \delta}{r} \quad (2.4)$$

По ГОСТу 12730.5 коэффициент фильтрации определяется по формуле:

$$K_{\phi} = \frac{\eta \cdot Q_{\phi} \cdot \delta}{\text{S} \cdot t \cdot P} \quad (2.5)$$

где Q_{ϕ} – вес фильтрата, н; δ – толщина образца, см; S – площадь образца, см²; t – время фильтрации, с; P – избыточное давление, МПа; η – коэффициент учитывающий влияние вязкости воды.

Из формул 2.5 и 2.4 можно определить время фильтрации при котором из бетона будет вынесено водой 15% СаО.

$$t = \frac{0,15\eta \cdot \delta^2 \cdot \text{Ц} \cdot \text{С}}{P \cdot k_{\phi} \cdot r} \quad (2.6)$$

Подставим в формулу (2.6) следующие значения:

$\eta=1$ (при 20°C), $\delta=20$ см, $\text{Ц}=0,3$ г/см³, $\text{С}=0,62$, $P=1000$ г/см², $k_{\phi}=3,5 \cdot 10^{-10}$ см/с, $r=0,00118$ г/г, тогда долговечность, нормируемая по содержанию СаО, будет равна

$$t = \frac{0,15 \cdot 1 \cdot 20^2 \cdot 0,3 \cdot 0,62}{1000 \cdot 3,5 \cdot 10^{-10} \cdot 0,0012} = \frac{\text{см}^2 \cdot \text{Г} / \text{см}^3}{\text{Г} / \text{см}^2 \cdot \text{см} / \text{с} \cdot \text{Г} / \text{Г}} = 2,6 \cdot 10^{10} \text{ с}$$

Формула (2.6) пригодна для определения коэффициента фильтрации и марки бетона по водонепроницаемости при заданных сроках эксплуатации.

Из формулы (2.6) можно определить координату фронта выщелачивания СаО, характеризуемую заданным процентом (α) СаО, вынесенным водой:

$$\delta = \sqrt{\frac{t \cdot P \cdot k_{\phi} r}{\alpha \cdot \eta \cdot Ц \cdot С}} \quad (2.7)$$

Вероятно распределение прочности, модуля упругости бетона по высоте поперечного сечения стенки резервуара будет происходить неравномерно, т.к. предельнодопустимая концентрация СаО в фильтрате будет достигнута в слоях контактирующих с водой и именно из этих слоев в первую очередь будет вымываться СаО. Для более глубоких слоев фильтрат, насыщенный СаО будет нейтральным. Эти процессы необходимо дополнительно исследовать, т.к. с учетом неравномерного распределения по объему СаО, а следовательно прочности, можно предложить более точную модель деградации бетона в условиях выщелачивания.

Сопротивление бетона коррозии первого вида зависит от минералогического состава цемента. Преобладание в портландцементе высокоосновных соединений (алита C_3S , белита C_2S) понижает стойкость цементного камня за счет растворения его составных частей.

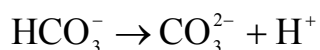
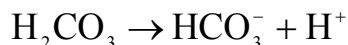
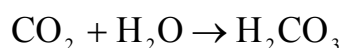
Сопротивление бетона может быть повышено путем введения в цемент активной гидравлической добавки (трепела, трисса и др.), которые способны связывать $Ca(OH)_2$ в нерастворимые соединения и уменьшать степень выщелачивания СаО; повышения плотности бетона (повышения марки по водонепроницаемости); применения естественной или искусственной карбонизации поверхностного слоя бетона; гидроизоляции поверхностной или проникающей; импрегнации; покрытия или облицовки.

2.2. Показатели химического сопротивления при коррозии второго вида.

Коррозия второго вида по В.М. Москвину [43, 44] представлена процессами химического взаимодействия между реакционно-способными компонентами цементного камня и растворами кислот и некоторых кислых солей. С развитием

обменных реакций образуются либо легко растворимые продукты, выносимые из бетона во внешнюю среду в результате диффузии или фильтрации, либо вещества, не обладающие вяжущими свойствами и не способные препятствовать дальнейшему развитию коррозии. Разрушение бетона при коррозии 2 вида происходит во много раз интенсивнее, чем при коррозии выщелачивания.

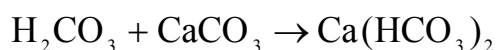
Наиболее часто встречающаяся в природных условиях коррозия второго вида это коррозия под действием углекислых соединений, которые присутствуют в воде, воздухе. Концентрация углекислого газа CO_2 в воздухе составляет около 600 мг/м^3 в промышленной атмосфере концентрация CO_2 может быть превышена в несколько раз. Углекислый газ, выделяясь в процессе биохимических процессов, протекающих в воде и почвах образует угольную кислоту, которая делает практически все воды агрессивными по отношению к бетону. Угольная кислота, которая образуется при взаимодействии углекислого газа с водой диссоциирует с образованием бикарбонат и карбонат ионов:



Наличие тех или иных ионов зависит от показателя рН: при $\text{pH} < 4$ ионы HCO_3^- - отсутствуют; при $\text{pH} > 6,5$ ионы HCO_3^- - основная форма; при $\text{pH} < 6,5$ H_2CO_3 - основная форма; при $\text{pH} > 8,4$ углекислота H_2CO_3 в воде отсутствует; при $\text{pH} > 11$ – CO_3^{2-} основная форма.

Вода в которой H^+ , CO_3^{2-} , и HCO_3^- находятся в равновесном состоянии, по отношению к цементному камню не агрессивна. В такой воде под влиянием $\text{Ca}(\text{OH})_2$ из цемента выделяется CaCO_3 , который приводит к самозалечиванию бетона. С увеличением содержания CO_2 сверх равновесного вода приобретает агрессивные свойства к цементному камню бетона. Нарушение равновесного состояния возможно за счет изменения содержания углекислого газа в атмосфере. Установлено, что вода содержащая CO до 10 мг/л по отношению к цементному бетону практически не агрессивная. Содержание CO_2 в растворе больше 15 мг/л делает воду агрессивной.

Углекислотная коррозия бетона проходит в следующей последовательности ионы CO_3^{2-} реагируя с Ca^{2+} образуют CaCO_3 ; ионы OH^- и Ca^{2+} образуются за счет диссоциации $\text{Ca}(\text{OH})_2$ и разложения гидратированных силикатных и алюминатных минералов цементного камня; затем в результате взаимодействия угольной кислоты с карбонатом кальция образуется бикарбонат кальция который является легкорастворимым веществом.



Экспериментально установлено, что на ранней стадии карбонизации на поверхности бетона образуется плотная пленка, состоящая, в основном из CaCO_3 . В этой зоне известь практически отсутствует. Значения pH в карбонизированной зоне снижается до 8,5 и ниже, что говорит об удалении из растворов катионов щелочных металлов. Карбонизация верхних слоев бетона может привести к временному повышению плотности и прочности бетона. Положительный эффект имеет место в случае, если поглощение CO_2 превышает потерю связанной воды. В обратном случае происходит развитие усадочных деформации, снижение проницаемости карбонизированных слоев и образование волосных трещин. Защитные функции бетона по отношению к арматуре нарушаются.

Основными характеристиками процесса взаимодействия бетона с углекислыми соединениями являются скорость карбонизации и глубина проникновения фронта агрессивной среды. Глубинный показатель «а» предлагается определять по формуле, которая имеет вид:

$$a = k(\xi) \cdot \sqrt{D' t} \quad (2.8)$$

В формуле Таманна предложено $k(\xi)$ определять из выражения:

$$k(\xi) = \sqrt{2 \frac{C_0}{m_0}}, \quad (2.9)$$

где D' - эффективный коэффициент диффузии ($\text{см}^2/\text{с}$); a - координата фронта коррозии (см); C_0 - концентрация агрессивной среды (%); t - время взаимодействия химически реактивных компонентов (с); m_0 - концентрация гидроксида кальция в объеме цементного камня (%).

С.И. Алексеевым [2] и Ф.М. Ивановым предложена подобная формула, учитывающая влияние водоцементного отношения В/Ц на процесс карбонизации:

$$k(\xi) = A \sqrt{C_0 \Xi}, \quad (2.10)$$

где Ξ -химический эквивалент равный отношению масс оксида кальция M_1 и углекислоты M_2 $\Xi = mM_1/nM_2$ (m и n -стехиометрические коэффициенты уравнения реакции между оксидом кальция и кислотой); A - константа бетона равная:

$$A = \sqrt{\frac{2 \left(\frac{1}{\rho_{\text{Ц}}} + \frac{В/Ц}{\rho_{\text{В}}} \right)}{m_0}}, \text{ где } \rho_{\text{Ц}} \text{ и } \rho_{\text{В}} \text{ истинная плотность цемента и воды; } K -$$

содержание оксида кальция в цементе. Если принять $m_0=0,63$; $\rho_{\text{В}} = 1000 \text{ кг/м}^3$; $\rho_{\text{Ц}} = 3100 \text{ кг/м}^3$, то коэффициент A зависит только от В/Ц. Принимая В/Ц равным 0,4; 0,5; 0,6; 0,7 будем иметь соответствующие значения A : $4,81 \cdot 10^{-2}$; $5,14 \cdot 10^{-2}$; $5,41 \cdot 10^{-2}$; $5,73 \cdot 10^{-2}$.

Финские исследователи предложили несколько модификаций этой формулы.

Хакинен и Паррот, исходя из анализа экспериментальных данных предложили коэффициент $k(\xi)$ определять с учетом кубиковой прочности B (класса) бетона по формуле вида:

$$k(\xi) = C_{\text{ср}} C_{\text{в}} \alpha \cdot B^{\beta}, \quad (2.11)$$

где $C_{\text{ср}}$ - коэффициент учитывающий влияние окружающей среды и принимается для конструкций закрытых от дождя равным 1 открытых - 0,7; $C_{\text{в}}$ - коэффициент учитывающий воздухоповлечение, который при открытых порах равен 1, при закрытых 0,7;

B - класс бетона; α , β - параметры зависящие от добавок (без добавок для портландцемента $\alpha = 1800$, $\beta = -1,7$).

Паррот предложил определять Глубину карбонизации по формуле:

$$a = \frac{64 \cdot K^{0,4} \cdot t^{0,5}}{m_0^{0,5}}, \quad (2.12)$$

где K - проницаемость бетона воздухом при 60% относительной влажности.

Очевидно эту формулу можно привести к виду $a = k(\xi)\sqrt{D't}$, предположив, что $k(\xi)$ определяется по формуле:

$$k(\xi) = 64 \sqrt{\frac{K}{D'm_0}} \quad (2.13)$$

Ситтерот для определения коэффициента $k(\xi)$ предложил формулу вида:

$$k(\xi) = 26 \left(\frac{B}{\Pi} - 0,3 \right)^2 + 1,6 \quad \text{при } B/\Pi > 0.65 \quad (2.14)$$

$$k(\xi) = \frac{\left(46 \frac{B}{\Pi} - 17,6 \right)}{2,7} \quad \text{при } B/\Pi < 0.65 \quad (2.15)$$

Литературные и экспериментальные данные исследований свидетельствуют о том, что для определения глубины карбонизации a наиболее приемлема формула вида:

$$a = \sqrt{2 \frac{C_0}{m_0} D't} \quad (2.16)$$

Углекислый газ, взаимодействуя с водой, диссоциирует с образованием HCO_3^{-1} карбонат ионов, содержание которых в воде примерно 0.08 г/дм^3 $C_0 = 0,08 \text{ кг/м}^3$. Карбонат ионы вступают в реакции с оксидом кальция, содержание которого в цементном камне 62%. Принимая содержание цемента в бетоне равным 300 кг/м^3 , определяем $m_0 = 0.62 \cdot 300 = 186 \text{ кг/м}^3$.

Нормы проектирования гидротехнических сооружений (СНиП II-Н. 14-69) рекомендуют принимать коэффициент диффузии воды в бетон равным $D = 5 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{ч}$. Известно, что изменение концентрации кислот HCl , HNO_3 , в пределах $0,0001-0,1$ практически не влияет на величину коэффициента с диффузии и он принимается равным соответственно $4.7 \cdot 10^{-6}$ и $4,5 \cdot 10^{-6}$. Поэтому при определении a' по формуле 3.16 можно принять $D' = 5 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{ч}$. Тогда через 25 лет эксплуатации бетонного изделия карбонизация бетона продвинется на глубину равную:

$$a = \sqrt{2 \frac{C_0}{m_0} D t} = \sqrt{2 \frac{0,08}{186} \cdot 5 \cdot 10^{-6} \cdot 25 \cdot 365 \cdot 24} = 0,03 \text{ м}$$

В работах С.В. Александровского [1] экспериментально показано, что коэффициент диффузии влаги в бетоне зависит от весового водоцементного отношения В/Ц и содержания цемента Ц.

Предложена эмпирическая формула:

$$D = 6 \left(1 - 0,2 \frac{B}{C} \right) \left(1 + \frac{C - 300}{375} \right) \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 / \text{ч} \quad (2.17)$$

Тогда формула (3.16) можно записать в виде функции:

$$a = \sqrt{12 \left(1 - 0,2 \frac{B}{C} \right) \left(1 + \frac{C - 300}{375} \right) \frac{C_0}{m_0} t \cdot 10^{-6}} \quad (2.18)$$

Эта формула дает возможность учесть влияние водоцементного отношения и содержания цемента на глубину карбонизации рис. 2.1, 2.2.

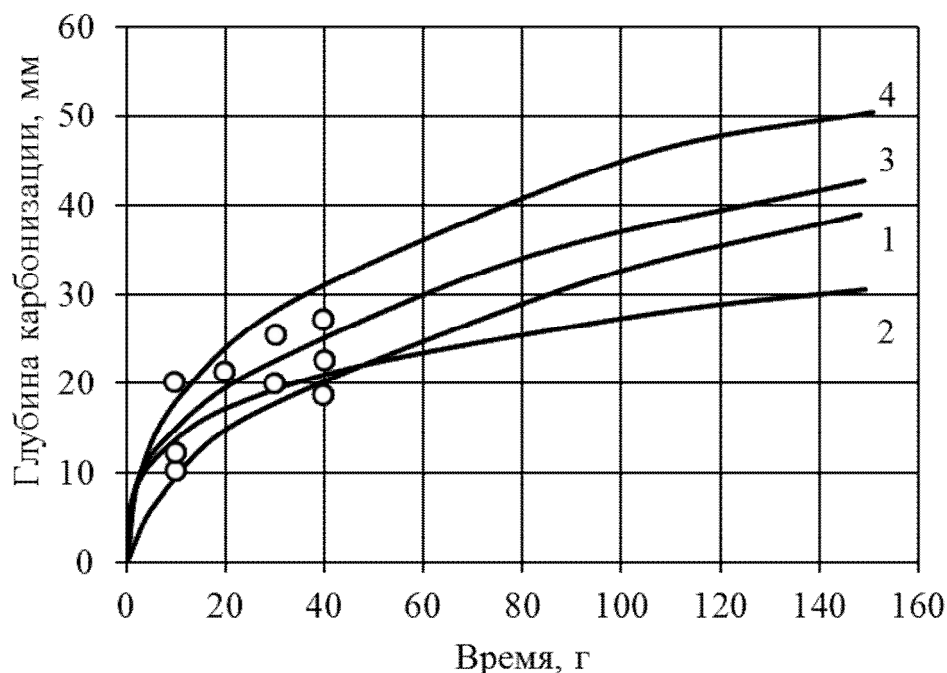


Рис. 2.1. Зависимость глубины карбонизации от содержания цемента в бетоне

1 - при содержании цемента 350 кг/м³; 2 - при содержании цемента 400 кг/м³; 3 - при содержании цемента 450 кг/м³; 4 - по тестовой зависимости

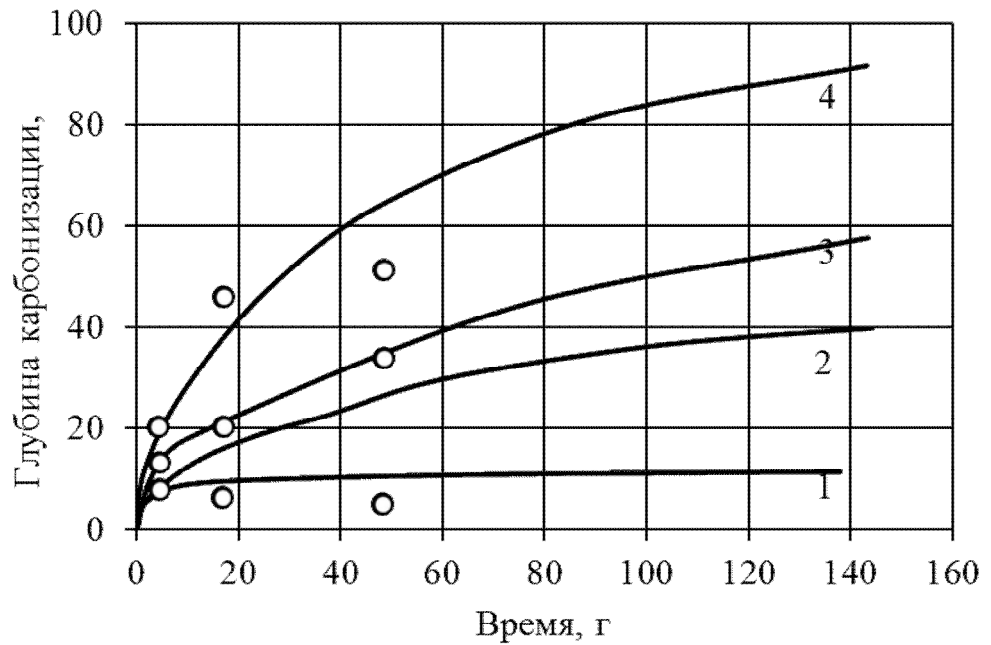


Рис. 2.2. Зависимость глубины карбонизации от водоцементного отношения
1 - при В/Ц = 0,60; 2 - при В/Ц = 0,45; 3 - при В/Ц = 0,30; 4 - по тестовой зависимости



Рис. 2.3. Зависимость D бетона молодого возраста от содержания цемента. В/Ц = 0,64. Экспериментальные точки (слева направо) соответствуют составу бетона соответственно 1:2,1:4,9; 1:1,62:3,92; 1:1,4:3,27.
(Значения D даны в процентах от средних значений, соответствующих содержанию цемента, равному 275 кг/м³)

Зависимость коэффициента диффузии влаги в бетоне D от содержания цемента, возраста бетона, водоцементного отношения представлена на рисунках 2.3, 2.4, 2.5.

Анализ экспериментальных данных, полученных С.В. Александровским [1] (на графиках 2.3, 2.4, 2.5 нанесены в виде «°») и авторами (нанесены « \times ») показывает, что коэффициент диффузии влаги в бетоне уменьшается с повышением В/Ц (от 0,4 до 0,9) на 10%. Объясняется это тем, что пористость зависит от соотношения В/Ц. Большим значениям В/Ц соответствуют бетоны, в структуре которых выше объем пор и они имеют более крупные размеры. В то же время известно, что движение жидкости по тонким смачиваемым капиллярам происходит быстрее, чем по толстым.

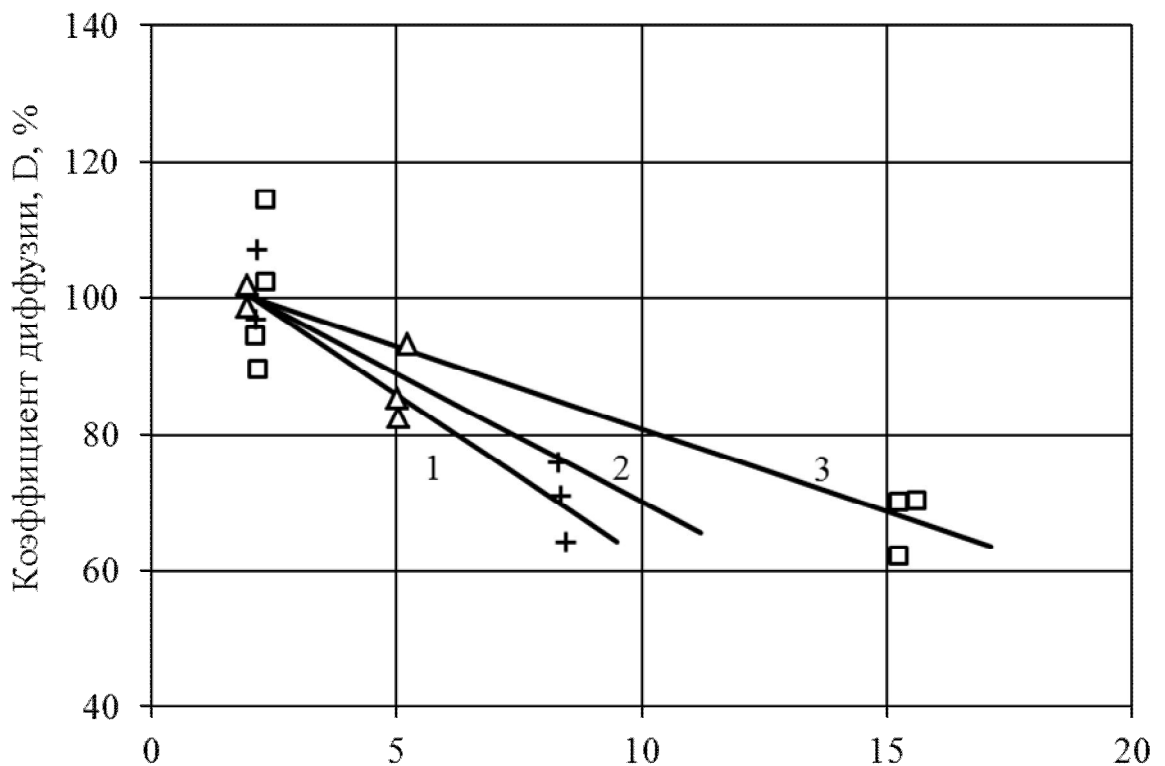


Рис. 2.4. Зависимость D от возраста бетона. Бетона состава 1:2,1:4,9.

1 - В/Ц = 0,7; 2 - В/Ц = 0,82; 3 - В/Ц = 0,93

Значения D даны в процентах от средних значений, соответствующих началу высыхания образцов в овзросте 2 суток

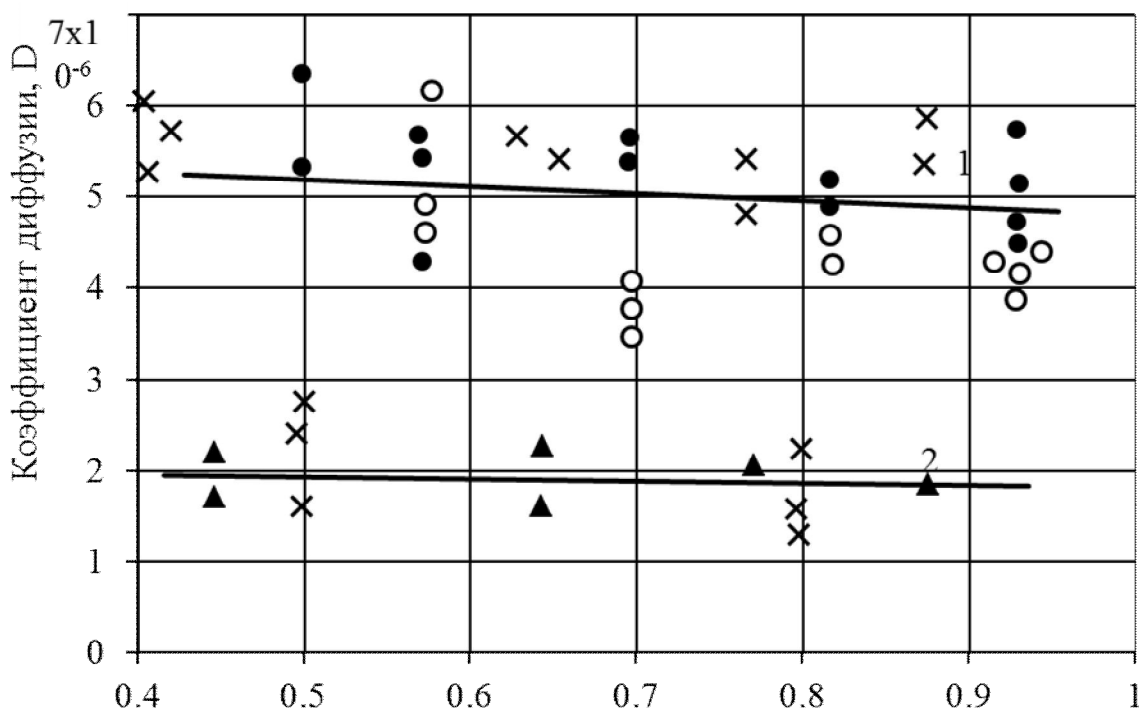


Рис. 2.5. Зависимость D бетона и цементного раствора молодого возраста от водоцементного отношения
1 - бетон состава 1:2,1:4,9; цементный раствор состава 1:2,1

Существенное влияние на диффузионные свойства бетона оказывает содержание цемента. С увеличением расхода цемента коэффициент диффузии возрастает (см. рис. 2.3). Это явление объясняется тем, что с увеличением расхода цемента, уменьшается размер пор.

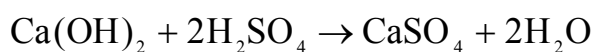
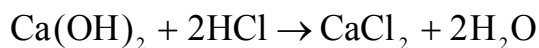
С увеличением возраста бетона коэффициент диффузии влаги уменьшается (см. рис. 2.4). Вероятно, это связано с изменением поровой структуры бетона.

2.3. Кислотная коррозия

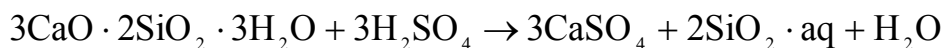
Кроме углекислых соединений сильной коррозионной активностью обладают серная, соляная, азотная и неорганические кислоты.

Кислотная коррозия цементного камня развивается с образованием кальциевой соли и аморфных масс $\text{SiO}_2 \cdot aq$, $\text{Al}(\text{OH})_3$, $\text{Fe}(\text{OH})_2$. Например под действием соляной или серной кислоты на цементный камень образуются

легкорастворимые соли в виде хлорида кальция (CaCl_2) и сульфата кальция (CaSO_4):



Взаимодействие гидросиликата цементного камня ($\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3$) с кислотой протекает по схеме:

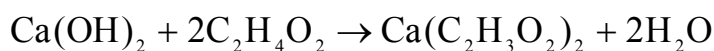


Так же действуют на бетон азотная и другие неорганические кислоты.

Агрессивность кислот определяется их природой, показателем концентрации водородных ионов (pH), окислительными свойствами, температурой среды, растворимостью образуемых продуктов коррозии.

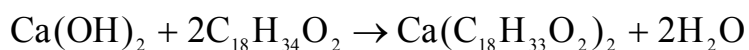
Процесс разрушения бетона в кислой среде протекает в форме реакции замещения. Образующиеся при этом продукты реакции аморфны, непрочны, легко растворяются в воде или вымываются ею.

Активно взаимодействуют с цементным бетоном органические кислоты: уксусная $\text{C}_2\text{H}_4\text{O}_2$, молочная $\text{C}_3\text{H}_3\text{O}_3$, масляная $\text{C}_4\text{H}_8\text{O}_2$, которые содержатся в пищевых продуктах или образуются в процессе окисления. При их взаимодействии с гидроксидом кальция образуются соответственно ацетат кальция $\text{Ca}(\text{C}_2\text{H}_3\text{O}_2)_2$, лактат кальция $\text{Ca}(\text{C}_3\text{H}_5\text{O}_3)_2$ и бутерат кальция $\text{Ca}(\text{C}_4\text{H}_7\text{O}_2)_2$. Взаимодействие уксусной кислоты с гидратом окиси кальция протекает по схеме:



Кислотный механизм коррозии цементного бетона наблюдается при его взаимодействии с маслами, жирами, эфирами.

В льняном, хлопковом, тунговом масле, рыбьем жире и т.д. содержатся высокомолекулярные кислоты жирного ряда, насыщенные и ненасыщенные, в виде сложных эфиров и в свободном виде. При взаимодействии гидроксида кальция с жирами и маслами происходит их омыление с образованием соответствующих многоатомных спиртов и жирных кислот. Например, при действии олеиновой кислоты $\text{C}_{18}\text{H}_{34}\text{O}_2$ образуется олеат кальция $\text{Ca}(\text{C}_{18}\text{H}_{33}\text{O}_2)_2$ по реакции:



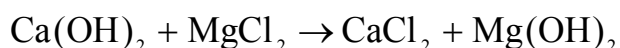
В некоторых случаях действие органических кислот низкой концентрации на цементный камень может приводить к положительным эффектам. Например, при действии лимонной кислоты на гидроксид кальция образуются цитраты, которые плохо растворяются в воде, заполняют поры бетона и повышают его водонепроницаемость. Этот эффект применяется при создании проникающей гидроизоляции.

Растворы кислот при концентрации 1-2% активно взаимодействуют с цементным камнем. Наиболее агрессивной по отношению к цементному бетону является соляная кислота. Органические кислоты по степени агрессивности можно расположить в ранжированный ряд типа: уксусная, муравьиная, молочнокислая, лимонная, виннокислая.

По кислотной схеме происходит процесс коррозии бетона в растворах некоторых солей, образованных катионом слабого основания и анионом сильной кислоты.

К таким солям относятся: сульфат и хлорид магния, сульфат алюминия, хлорид железа, сульфат аммония и т.д.

Взаимодействие растворов магниевых солей с гидроксидом кальция протекает по реакции с образованием малорастворимого (растворимость 18,2 мг/л) гидроксида магния $\text{Mg}(\text{OH})_2$.



Реакция сопровождается понижением pH поровой жидкости до 10, что создает благоприятные условия для растворения и гидролиза гидратных новообразований в цементном камне. Коррозия бетона под действием MgCl_2 становится значительной, если концентрация его в воде превышает 1,5-2%, а под действием MgSO_4 – 0,5-0,75.

Сопротивление бетона кислотной коррозии предлагается оценивать по двум показателям. По относительному изменению прочностных свойств бетона на границе контакта с агрессивной средой:

$$K_{\text{XC}} = \frac{R(t)}{R(0)} = \alpha t^{\beta}, \quad (2.19)$$

где K_{XC} – коэффициент химического сопротивления; $R(t)$, $R(0)$ – показатель свойств в момент времени t и 0 ; α , β – константы.

Второй показатель глубинный, значение которого определяется по формуле вида:

$$a = \sqrt{2 \frac{c_0}{m_0} Dt}, \quad (2.20)$$

где c_0 – содержание агрессивных ионов в среде; m_0 – содержание химически активных ионов в цементном камне; D – коэффициент диффузии, значение которого приведено в таблице 2.2.

Таблица 2.2
Коэффициенты диффузии для видов растворов кислот различной концентрации через цементный бетон.

№ п/п	Водный раствор	Концентрация, Н	Значение pH	Коэффициент диффузии, $D \cdot 10^6$ м ² /ч
1	H ₂ O	0	7	5,0
2	HCl	0,0001-0,1	4-1	4,7
3	HNO ₃	0,0001-0,1	4-1	4,5
4	H ₂ SO ₄	0,0001-0,035	4-1,5	4,1

Коррозия цементного бетона в морской среде происходит более интенсивно, что объясняется химическим составом воды. Морская вода (Атлантический океан) имеет в своем составе следующие химические элементы, г/дм³: Na⁺ - 11; Cl⁻ - 20; SO₄²⁻ - 2,9; Mg²⁺ - 1,4; K⁺; Ca²⁺; Br⁻ и HCO₃¹⁻ до 0,08 (pH морской воды = 7,8...8,3)

Агрессия сильнее в зоне прилива и отлива. Если бетон постоянно находится в морской воде, то при совместном действии Mg²⁺ и HCO₃¹⁻ в наружном слое бетона образуется слой брусита толщиной около 30 мкм, на который накладывается медленно образующийся слой аргонита. Карбонат кальция CaCO₃ в присутствии Mg²⁺ осаждается преимущественно как аргонит, а не кальцит. Этот слой обеспечивает защиту бетона от дальнейшей коррозии.

Коррозия в морской воде сложный процесс который состоит из выщелачивания от взаимодействия Mg^{2+} и SO_4^{2-} ; карбонизации и кислотной коррозии под действием ионов хлора. При нарушении защитного слоя возможна коррозия арматуры. Влияние Mg^{2+} и SO_4^{2-} значительно мягче, чем влияние раствора $MgSO_4$ той же концентрации. Опасность коррозии снижается в толще воды из-за отсутствия кислорода.

В зоне попеременного увлажнения (участки отлива-прилива и выше них, где происходят циклы насыщения и высушивания) вода попадает в бетон за счет капиллярных сил или в виде брызг. При этом разрушение бетона обусловлено, в основном, кристаллизацией солей, целостностью защитного слоя брусита и аргонита нарушается. Такое повреждение поверхностного слоя цементного камня может быть результатом эрозии от воздействия волн, твердых обломков, песка, льда. Доступ кислорода ускоряет коррозию. Пуццолановые и шлаковые цементы (с содержанием шлака более 60%) долговечнее чистых портландцементов. Известно, что известково-пуццолановые строительные растворы, использованные царем Иродом при строительстве прибрежных сооружений, до сих пор сохранились.

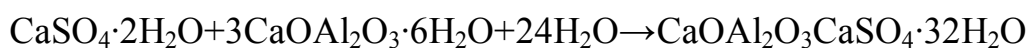
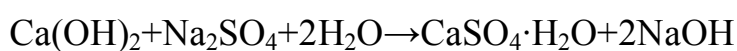
2.4. Сульфатная коррозия

Третий вид коррозии представлен процессами, развитие которых сопровождается накоплением в порах бетона малорастворимых продуктов реакции или веществ, способных при фазовых переходах, полимеризации увеличивать объем твердой фазы в порах бетона. Кристаллизация и другие вторичные процессы, развивающиеся при этом в бетоне, создают внутренние напряжения разрушающие структуру бетона. К этому виду коррозии относится коррозия при действии сульфатов.

Сульфатная агрессия является наиболее распространенной, так как сульфат-ионы присутствуют практически во всех видах природных и сточных вод.

Сульфатная коррозия цементного камня происходит под действием сульфатов, которые содержатся в природных или загрязненных подземных водах. В воде пресных озер и рек содержание сульфат ионов SO_4^{2-} не превышает 60 мг/л. В морской воде – 2500 - 2700 мг/л, при солёности 33 - 35 г/л. В сильно минерализованных подземных водах содержание сульфат ионов может достигать десятки тысяч мг/л. Сульфаты встречаются в промышленных, технологических водах многих отраслей.

Сульфатная коррозия ведет к образованию гипса и этtringита по следующей схеме:



Этtringит, образовавшийся в процессе сульфатизации цементного камня занимает объем в 2.27 раза больше, чем объем исходных продуктов. Этtringит и гипс формируются в зонах контакта цементного камня и заполнителя и порах. На начальном этапе коррозии образующиеся продукты уплотняют и упрочняют бетон, но затем избыточное накопление продуктов реакции приводит к образованию трещин и снижению прочности бетона.

При концентрации в растворе сульфат ионов более 250 мг/л процесс накопления этtringита в структуре цементного камня начинает влиять на свойства бетона.

Накопление и кристаллизация малорастворимых продуктов реакции с увеличением объема твердой фазы может происходить при солевой коррозии. Некоторые грунтовые воды содержат как анионы хлора, сульфат ионы, так и катионы магния, натрия, кальция. По данным А.И. Миноса под действием растворов разных солей при температуре 20-30°C и относительной влажности воздуха 40-45% через 120 суток кристаллизационное давление может достигнуть соответственно: при сульфате натрия (Na_2SO_4)-0.44; сульфате магния (MgSO_4)-0,35; хлориде натрия (NaCl)-0,27 и сульфате кальция (CaSO_4) 0.09 МПа. Это явление связано с образованием кристаллогидратов соответствующих солей в

порах цементного камня. При образовании кристаллогидратов происходит увеличение объема твердой фазы (см. табл. 2.3).

Таблица 2.3.
Увеличение объема твердой фазы при образовании кристаллогидратов.

№ п/п	Исходная соль	Кристаллогидрат	Температура перехода, °С	Увеличение объема, %
1	NaCl	NaCl·2H ₂ O	0.15	130
2	Na ₂ SO ₄	Na ₂ SO ₄ ·10H ₂ O	32.3	311
3	MgSO ₄	MgSO ₄ ·6H ₂ O	73	145
4	MgSO ₄ ·6H ₂ O	MgSO ₄ ·7H ₂ O	47	11
5	Na ₂ CO ₃	Na ₂ CO ₃ ·10H ₂ O	33	148

Основными условиями проявления солевой коррозии являются: наличие в среде водорастворимых солей (особенно Na₂SO₄, MgSO₄ и др.) более 1% или высокий уровень грунтовых вод с минерализацией не менее 3000 мг/л; - положительная температура (более 28°C) и влажность воздуха менее 45%.

При выполнении этих условий происходит капиллярный подсос водных растворов в структуру бетона на высоту до 50 см от поверхности земли. По данным В.М. Москвина [43, 44] и других исследователей наличие сульфатов в воде контактирующей с цементным камнем и бетоном, вызывает ряд обменных реакций, сопровождающихся выпадением кристаллических продуктов (гипса и гидросульфалюмината кальция - этtringита). Последние накапливаются в порах и капиллярах бетона и способствуют возникновению в нем внутренних напряжений и разрушению. Несмотря на то, что сульфатная коррозия была предметом обширных исследований, отдельные стороны этого сложного процесса до сих пор не ясны.

Большинство исследователей считают, что разрушение цементного камня и бетона под действием сульфатов происходит за счет внутренних напряжений, возникающих в порах и капиллярах бетона при кристаллизации новообразований. Г.Кюль отмечает, что накопление материала, образующего твердую фазу, в

ограниченном поровом пространстве всегда вызываем возникновение разрывающих усилий в стенках.

Г.Торвальдсон подвергает сомнению такую точку зрения. По его мнению, изменение объема в структуре растворов и бетонов регулируется осмотическими силами, связанными с набуханием и усадкой гелей. Образование кристаллического материала при этом считает побочным фактором. Ю.М. Бутт, В.С. Данюшевский и А.А. Липовецкий также связывают сульфатное растрескивание с вторичными процессами, обусловленными осмотическими явлениями.

А.Е. Шейкин и Н.И. Олейникова предложили новую трактовку механизма сульфатной коррозии бетона: процесс коррозии портландцемента сопровождающийся образованием этtringита, приводит к получению полупроницаемой гелевой составляющей цементного камня с повышенной концентрацией извести внутри замкнутых ячеек коллоидного тела.

Концентрация растворимой фракции внутри ячейки больше, чем вне ее. Поэтому вода проникает внутрь ячейки путем избирательной диффузии через ее стенку. Повышающееся осмотическое давление в ячейке вызывает разрушение цементного камня.

Однако, по мнению В.М. Москвина [43, 44], более концентрированные растворы находятся не в осмотических ячейках, а снаружи. Из-за этого осмотическое давление направлено внутрь и вызывает в стенках цементного камня не растяжение, а сжатие, не опасное для материала.

С точки зрения Бабушкина В.И. [5], механизм сульфатного разрушения бетона аналогичен схеме разрушения цементного камня из-за набухания геля, образовавшегося при взаимодействии щелочей цемента с кремнеземом заполнителя. Набухающий полутвердый гель создаст в бетоне напряжения, превышающие прочность материала на разрыв.

На основе выполненных исследований Бабушкиным В.И.[5] предлагается процесс сульфатной коррозии бетона разделить на три этапа каждый из которых характеризует формирование зоны взаимодействия:

1. Первая зона взаимодействия формируется из бетона с ненарушенной структурой, динамически развивающейся за счет продолжающейся гидратации цемента. Жидкая фаза находится в равновесии с портландцементом и другими гидратными новообразованиями.

2. Вторая зона начинается от переднего фронта коррозии бетона, который характеризуется наличием участков цементного камня, частично подверженных коррозии. В этой зоне протекает взаимодействие между сульфат-ионами, портландитом и алюминатными гидратами, приводящими к накоплению продуктов взаимодействия, развитию внутренних напряжений, появлению трещин и продвижению переднего фронта коррозии. Гидросиликаты кальция остаются в термодинамически устойчивом состоянии.

3. Третья зона коррозионного фронта. В нем pH принимает значения от 10 до нейтрального. Образовавшаяся на переднем фронте коррозии твердая фаза становится неустойчивой и может разлагаться на гипс, аморфные гидроксиды алюминия и железа. По этой причине в корродированном бетоне не всегда обнаруживают этtringит. Продолжается взаимодействие портландита и сульфат-ионов с образованием двуводного гипса. Создаются условия для разложения гидросиликатов кальция. Гетерогенный процесс протекает с диффузионным контролем. В зависимости от состояния продуктов коррозии диффузия гидроксида кальция может быть различной; если она протекает интенсивнее, чем диффузия ионов агрессивного раствора в тело бетона, на разрушенной поверхности последнего образуются кристаллы двуводного гипса.

Изложенная концепция, к сожалению, не описывает всех сторон многоаспектного процесса сульфатной коррозии, не объясняет многие факты и не позволяет обоснованно прогнозировать сопротивление бетонов воздействию сульфатсодержащих сред; долговечность и остаточную несущую способность изделий.

Баженов Ю.М. [6, 7] также отмечает, что при воздействии агрессивной среды на цементный камень происходит послойное разрушение материала с образованием следующих зон: 1) продуктов коррозии; 2) непосредственно

коррозии; 3) цементного камня или бетона, в котором не произошло каких-либо фазовых превращений.

Таким образом достаточно убедительно установлено, что при коррозии третьего вида свойства бетона изменяются значительно и неравномерно по глубине (послойно). Однако экспериментально эти предположения не подтверждены и нет данных, о кинетике изменения в процессе сульфатной коррозии прочностных и деформативных свойств цементного камня на поверхности по объему изделия [46].

Для определения механизма взаимодействия цементного камня с агрессивными средами методом склерометрической микротвердости изучен характер изменения прочностных и деформативных свойств по высоте поперечного сечения экспериментальных образцов [46]. По линиям изменения микротвердости были построены изохроны деградации, отражающие неравномерное распределение по площади поперечного сечения свойств материала под действием агрессивного раствора.

Параллельно с изохронами определялись прочностные и сорбционные характеристики экспериментальных составов, исследовалось влияние технологии приготовления добавок на сульфатостойкость цементного камня.

Экспериментально исследовано химическое сопротивление наполненных цементных композитов, приготовленных с использованием различных технологических приемов.

Для этого изготавливались образцы размером 20x20x70 мм. За контрольный был принят ненаполненный состав, изготовленный традиционным способом, при соблюдении $V/C=V/T=0,35$.

Наполненные составы изготавливались с учетом оптимальной степени наполнения и удельной поверхности, определенных для каждого вида минеральной добавки, с соблюдением условия равной подвижности с контрольным составом для достижения одинаковой удобоукладываемости [73,75].

Оптимальные составы были подобраны на основании предварительных исследований, выполненных Л.И. Куприяшкиной, Л.М. Ошкиной [73, 75]. В таблице 2.4 приведены составы исследуемых композитов.

Таблица 2.4.
Экспериментальные составы.

Состав	Применяемый наполнитель и технология изготовления	В/Ц	В/Е	Расплав L, мм	R _{сж} , Мпа	K _{х.с.} 90 сутки
1	Без наполнителя	0,35	0,35	113x116	40	0,62
2	ОПФ – 10%	0,42	0,397	113x115	48	0,9
3	Шлак – 20%	0,380	0,304	113x112	56	0,92
4	Маршалит – 20%	0,375	0,3	107x105	44	0,82

* - ОПФ - отходы производства ферросилиция.

Экспериментальные данные, представленные в таблице 2.4 подтверждают, что минеральные наполнители по-разному влияют на начальные прочностные свойства цементных композитов. Применение ОПФ и ваграночного шлака способствует повышению прочности материала на 8 и 16% соответственно. В то же время маршалит несколько снижает этот показатель - на 4% в сравнении с контрольным составом. Совместное использование скоростного перемешивания и наполнения способствует повышению химического сопротивления и прочностных характеристик соответственно: на 30% и 20% - ОПФ, на 24% и 10% - маршалит, на 33% и 40% - шлак.

При экспонировании в 2%-ном растворе серной кислоты в характере изменения свойств образцов всех экспериментальных составов прослеживаются общие закономерности [73, 74, 75]. Несмотря на различие в начальных показателях, прочность всех экспериментальных составов на 90-е сутки экспонирования в агрессивной среде превосходит прочность контрольного состава: ОПФ - на 70%, шлак - в 2 раза, маршалит на 42% (рис. 2.6 – 2.8).

В характере изменения массы и объема образцов всех составов также можно отметить общие тенденции. Увеличение массы образцов происходит до 56 суток, увеличение объема - до 28 суток (рис. 2.12 – 2.17). Причем у наполненных составов, приготовленных с применением скоростного смесителя, изменения

менее выражены, чем у составов, приготовленных традиционным способом, и в еще большей степени, чем у контрольного.

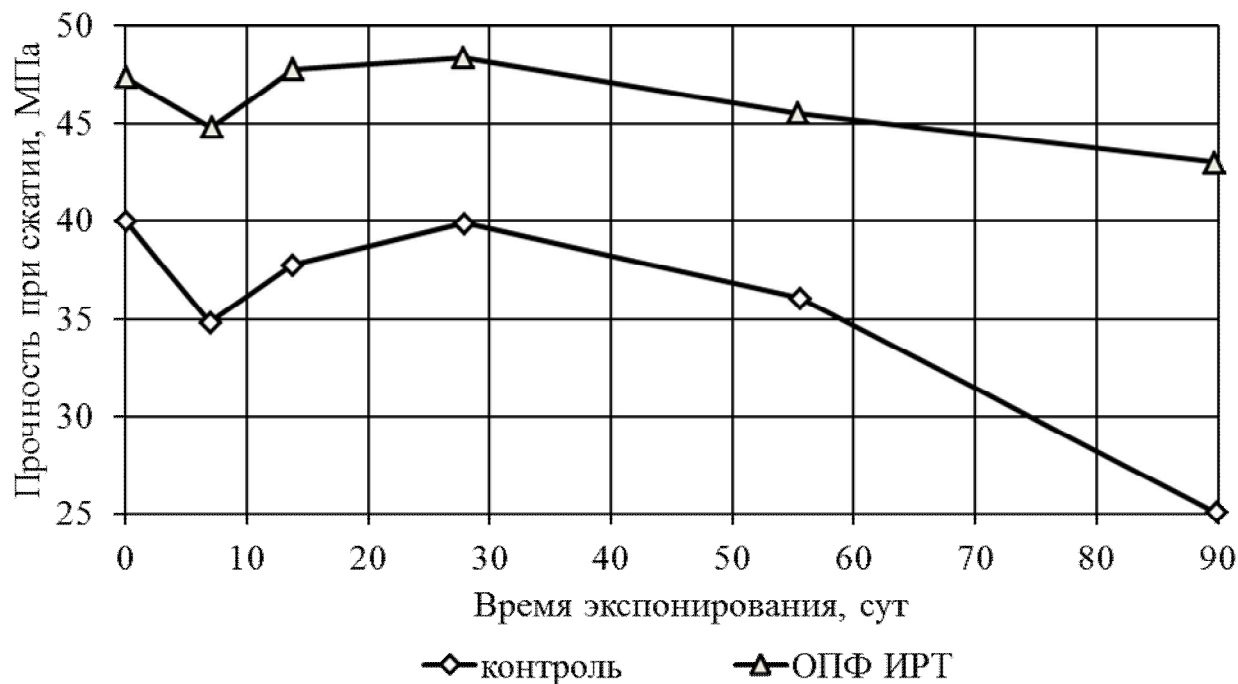


Рис.2.6. Изменение прочности в 2% растворе H_2SO_4 .

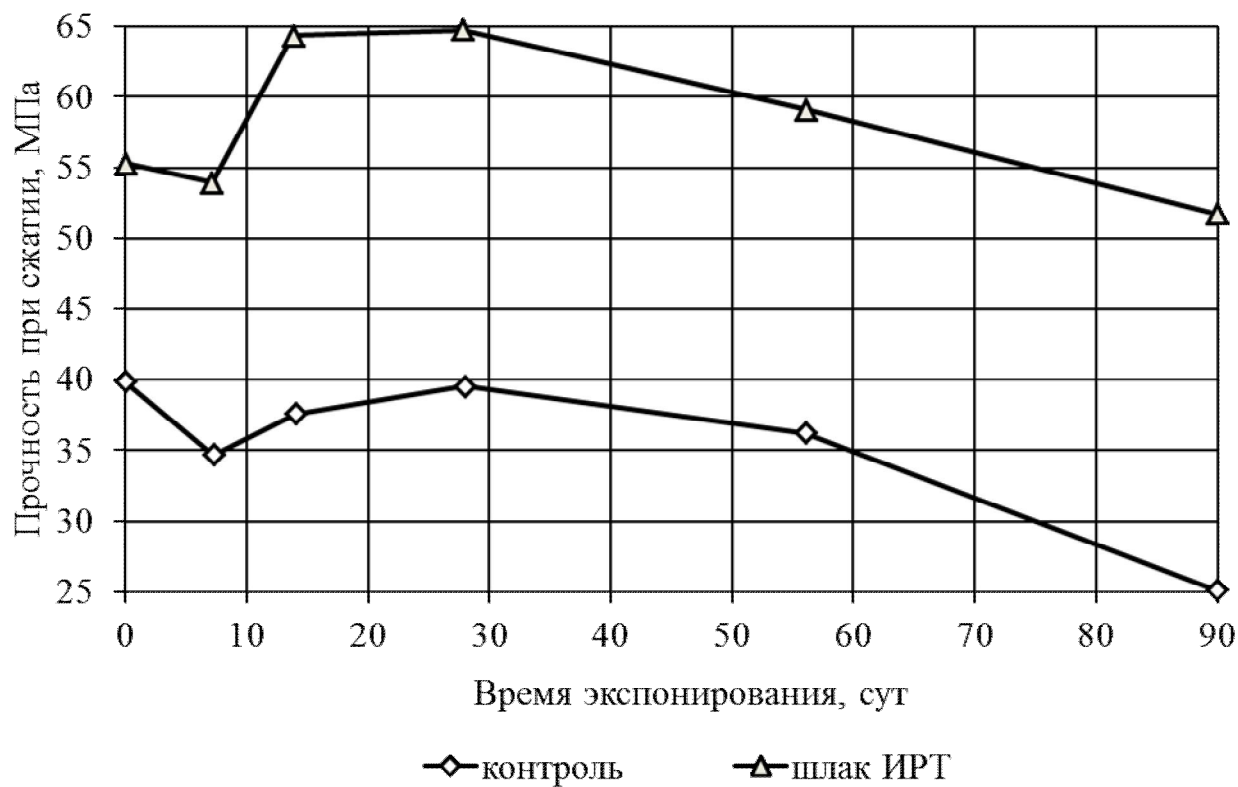
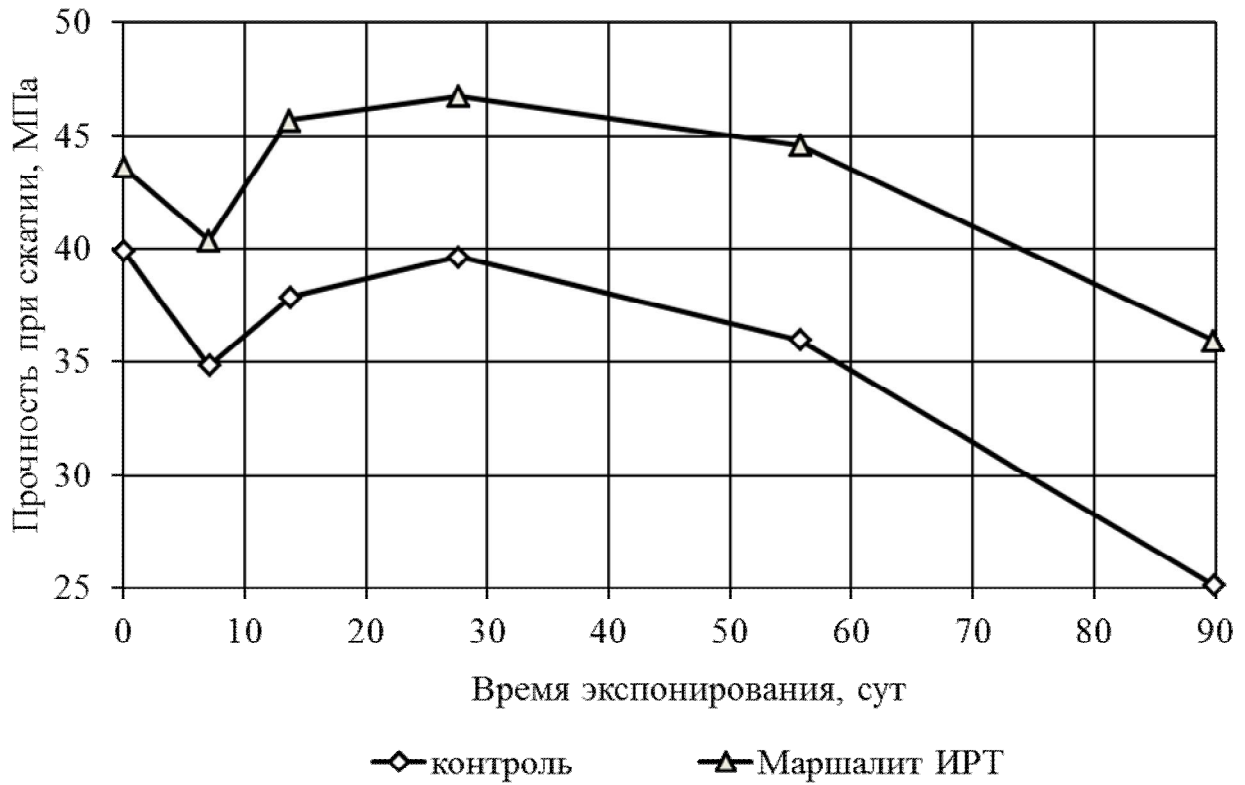
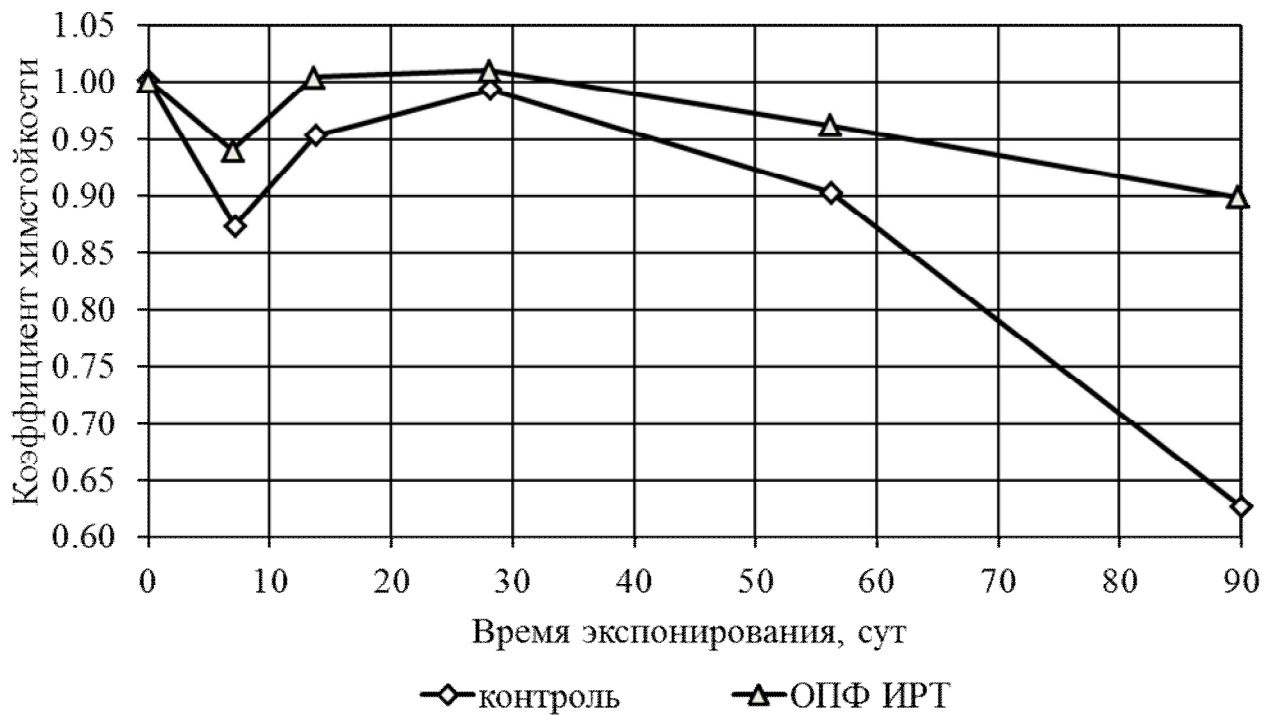


Рис. 2.7. Изменение прочности в 2% растворе H_2SO_4 .

Рис. 2.8. Изменение прочности в 2% растворе H_2SO_4 .Рис. 2.9. Коэффициент химстойкости в 2% растворе H_2SO_4 .

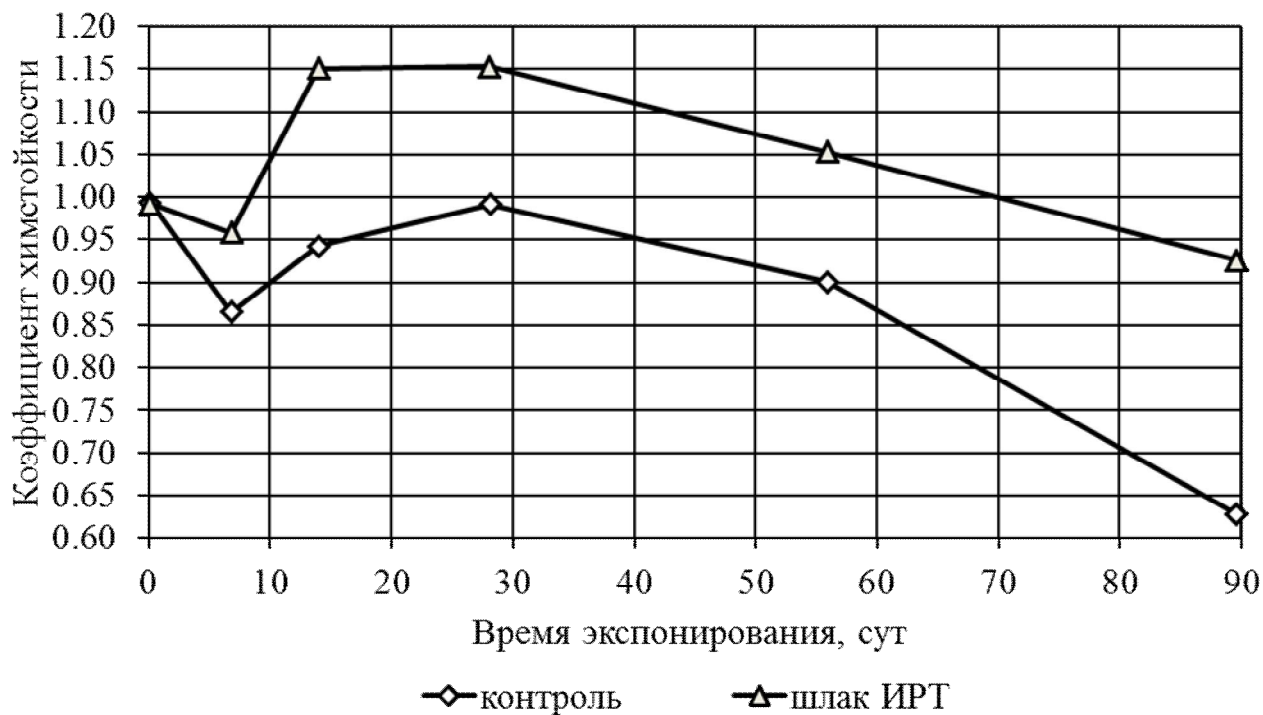


Рис. 2.10. Коэффициент химстойкости в 2% растворе H_2SO_4 .

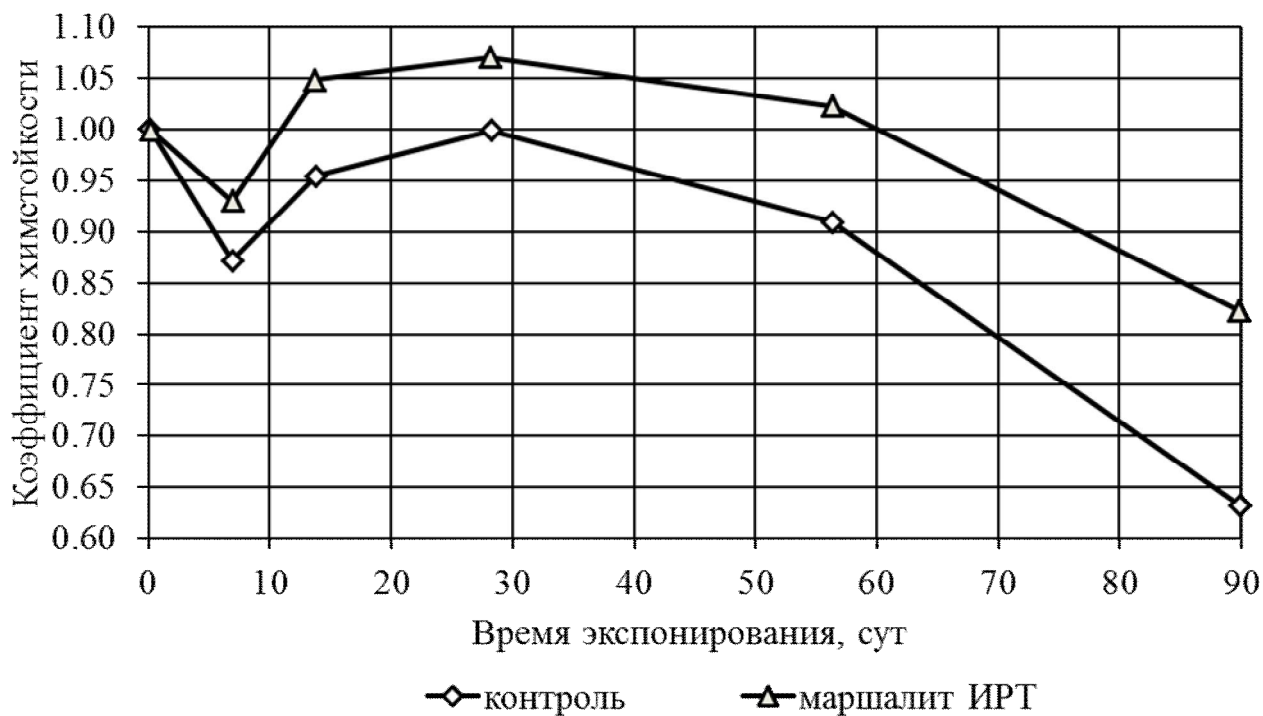
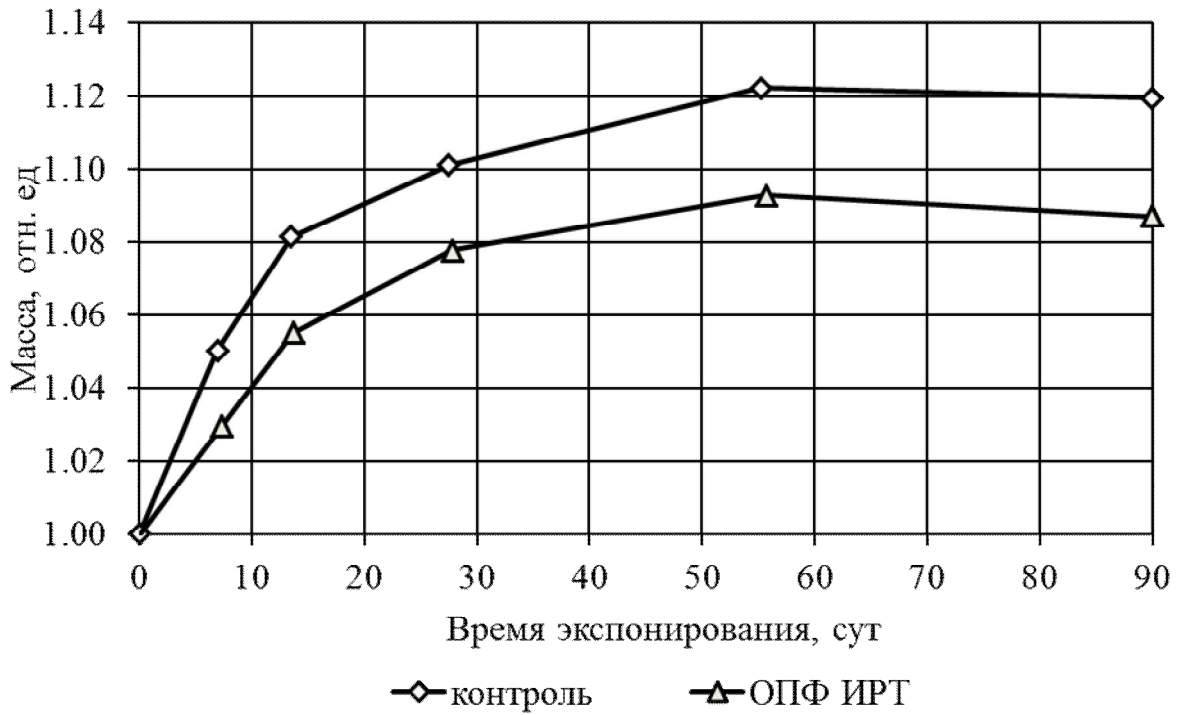
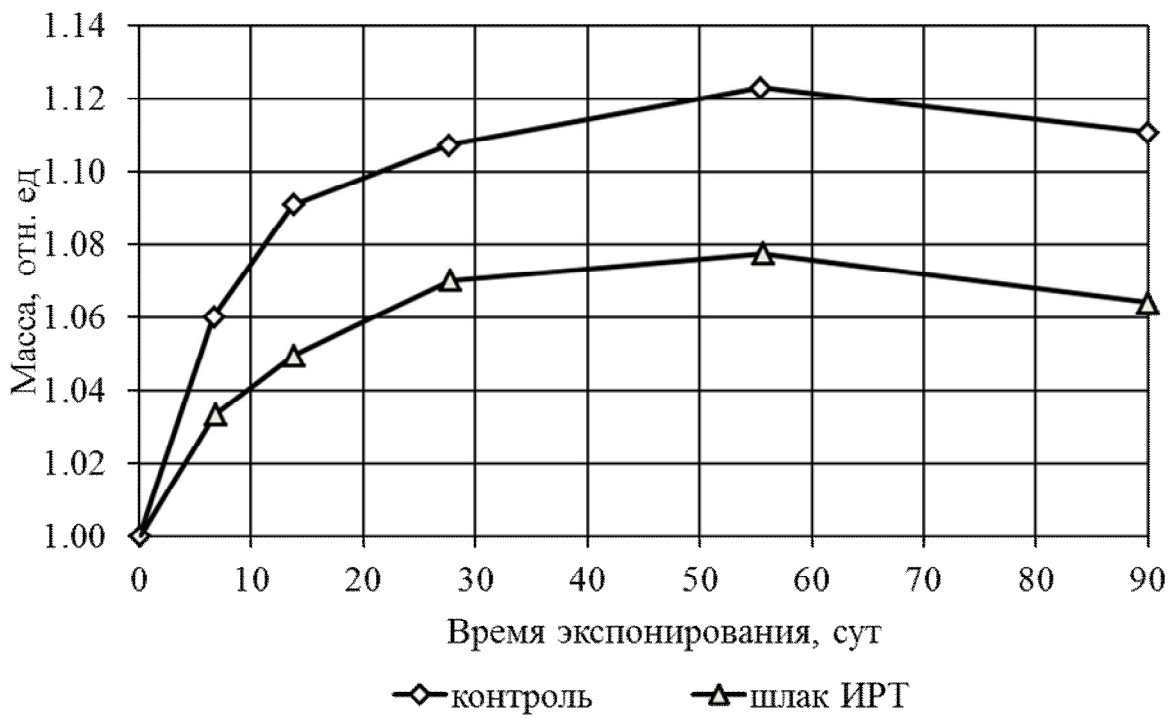


Рис. 2.11. Коэффициент химстойкости в 2% растворе H_2SO_4 .

Рис. 2.12. Изменение массы в 2% растворе H_2SO_4 .Рис. 2.13. Изменение массы в 2% растворе H_2SO_4 .

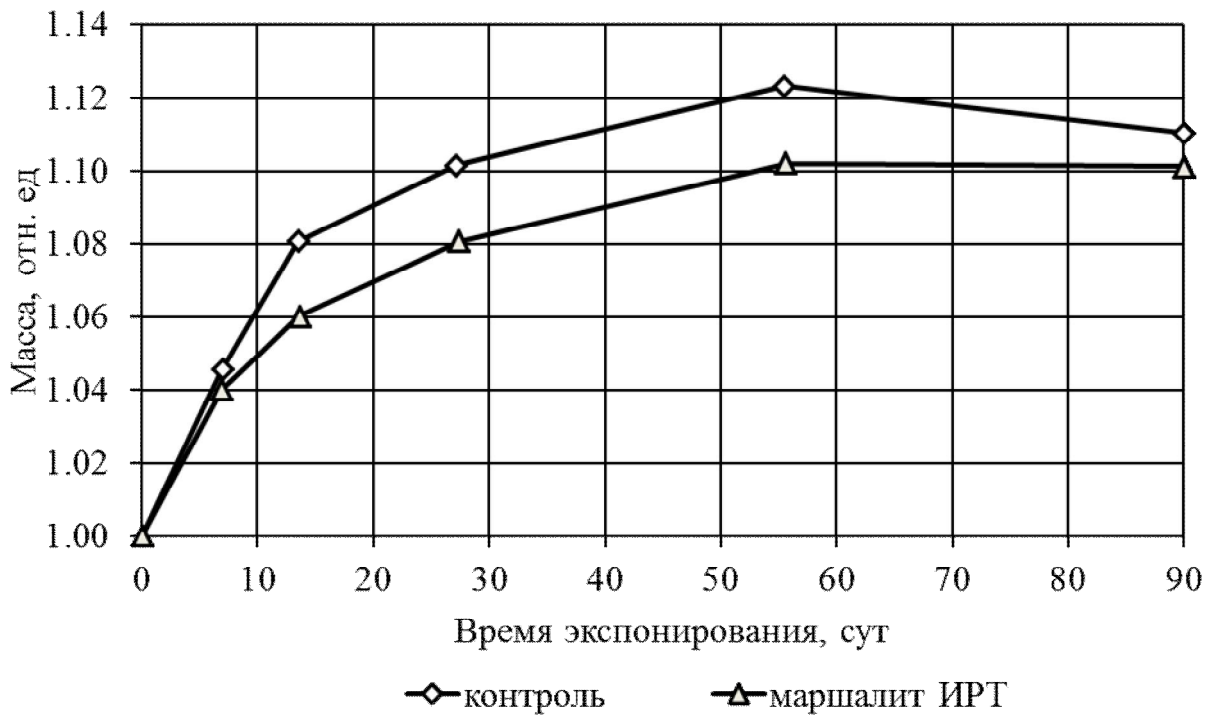


Рис. 2.14. Изменение массы в 2% растворе H₂SO₄.

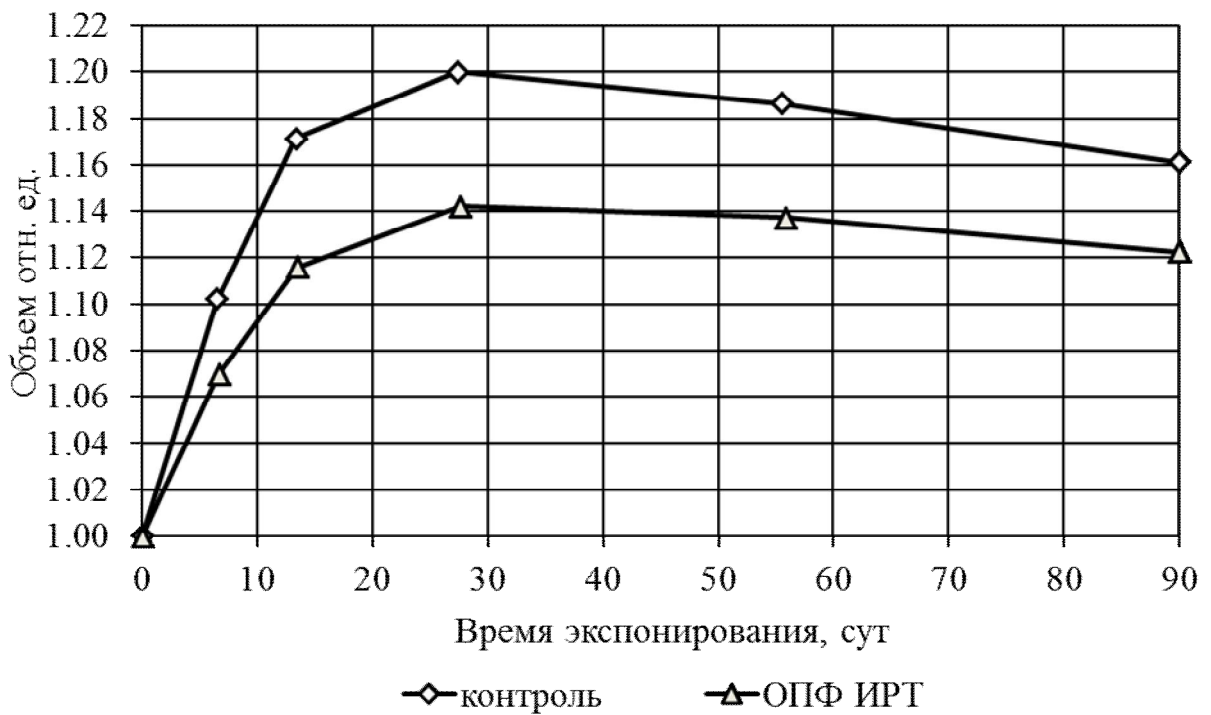


Рис. 2.15. Изменение массы в 2% растворе H₂SO₄.

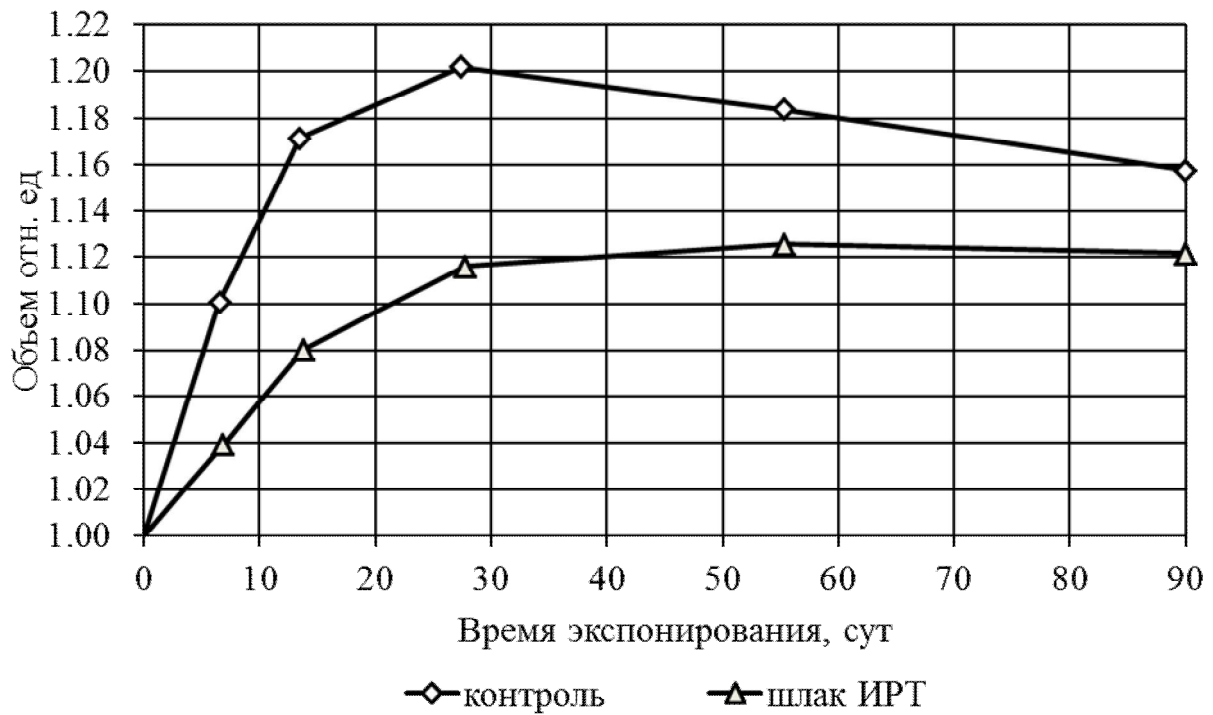


Рис. 2.16. Изменение объема в 2% растворе H_2SO_4 .
(равноподвижные составы со шлаком)

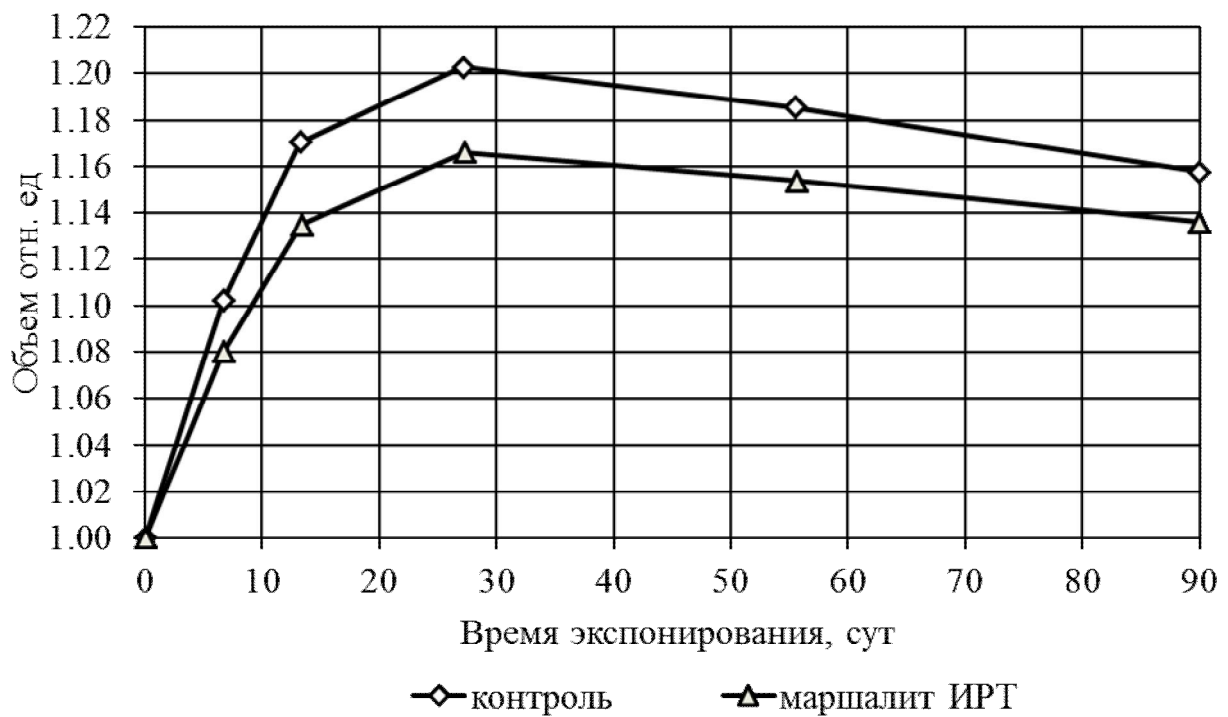


Рис. 2.17. Изменение объема в 2% растворе H_2SO_4 .
(равноподвижные составы с маршалитом)

Изохроны деградации образцов на цементном вяжущем, выдержанных в различных средах, представлены на рис. 2.18 – 2.24.

Из рисунков видно, что на 7-е сутки экспонирования в 2%-ном растворе серной кислоты представляют собой прямую линию, проходящую несколько ниже первоначальной, соответствующей микротвердости в 0 суток; деления на зоны не зафиксировано. Это можно объяснить тем, что накопление этtringита и гипса в порах цементного камня не достигло объемов, влияющих на прочность. Зона накопления объемов продуктов реакции, влияющих на прочность фиксируется только на 14-е сутки выдержки в агрессивном растворе.

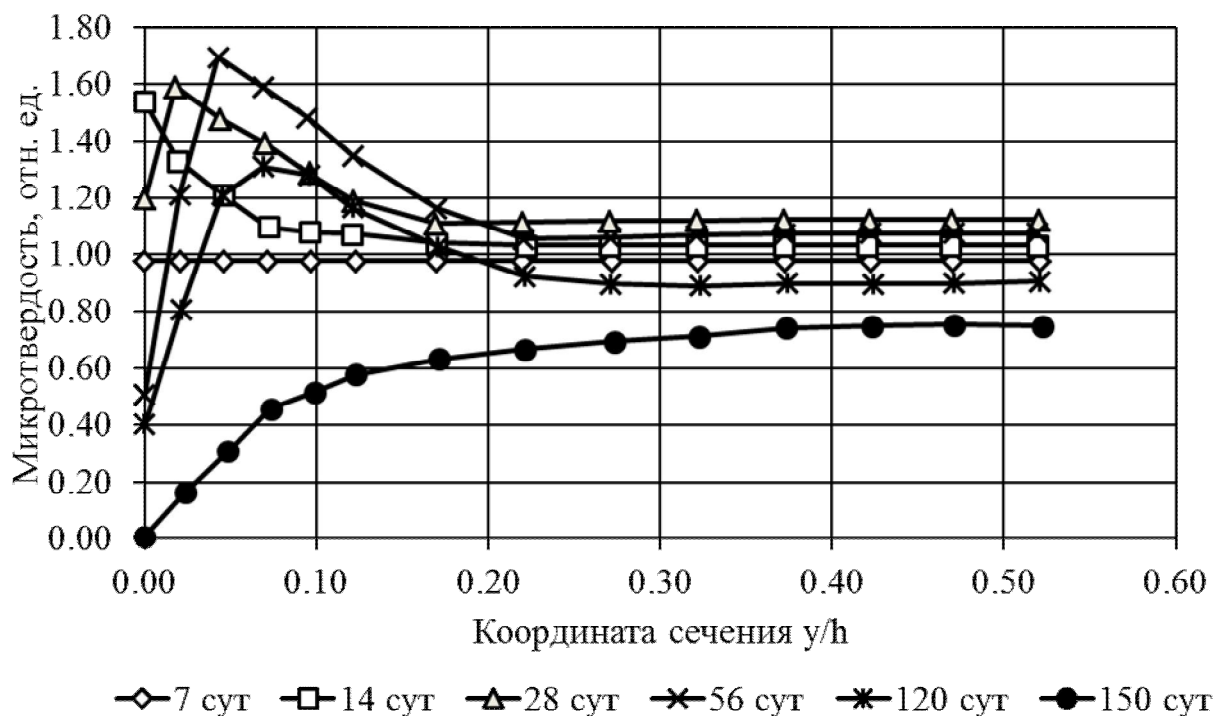


Рис. 2.18. Изменение микротвердости в 2% растворе H_2SO_4 .
(наполнение ОПФ - 10%)

Максимальные абсолютные значения микротвердости появляются при критическом заполнении пор продуктами реакции на 56-е сутки экспонирования. На 120-е сутки линия микротвердости располагается выше первоначальной; присутствует деление на три зоны. Полное сглаживание «пиков» происходит лишь на 155-е сутки. Именно с этого момента начинается деградация материала по всему объему. Максимальное увеличение микротвердости в зоне «пиков» - в 2 раза.

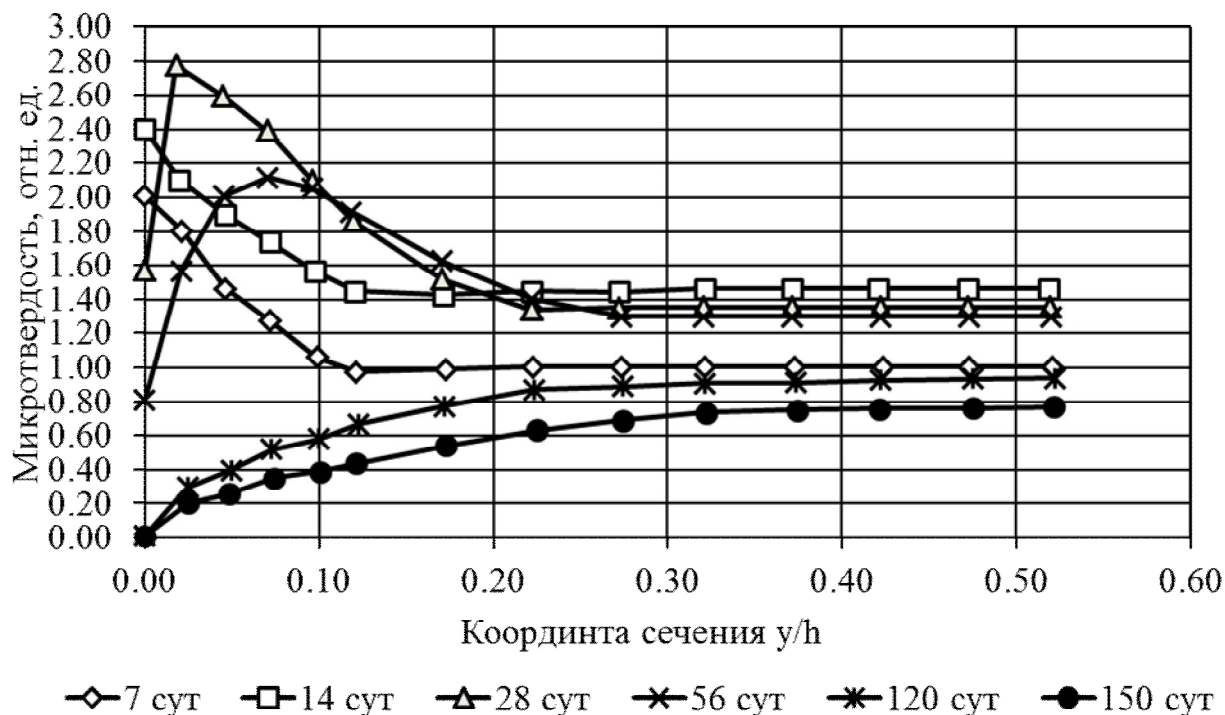


Рис. 2.19. Изменение микротвердости в 2% растворе H_2SO_4 .
(наполнение шлак - 20%)

Характер изменения изохрон деградации, полученных для составов, изготовленных с применением различных технологических приемов, свидетельствует о положительном влиянии скоростного перемешивания на химическое сопротивление цементного камня. Глубина проникновения агрессивной среды на 56-е сутки составляет: в первом случае - 5,5 мм; во втором - 4,5 мм; во втором с уменьшенным В/Ц - 3,5 мм.

Таким образом, состав, приготовленный при интенсивном перемешивании с уменьшенным содержанием воды, обладает более высокими показателями прочности и химического сопротивления [73, 74, 75].

Образцы, наполненные шлаком, дают максимальное увеличение микротвердости в зоне «пиков» на 28-е сутки экспонирования, после чего начинается их снижение и на 120-е сутки фиксируется полное сглаживание. Зона проникновения агрессивной среды несколько меньше, чем для состава с маршалитом.

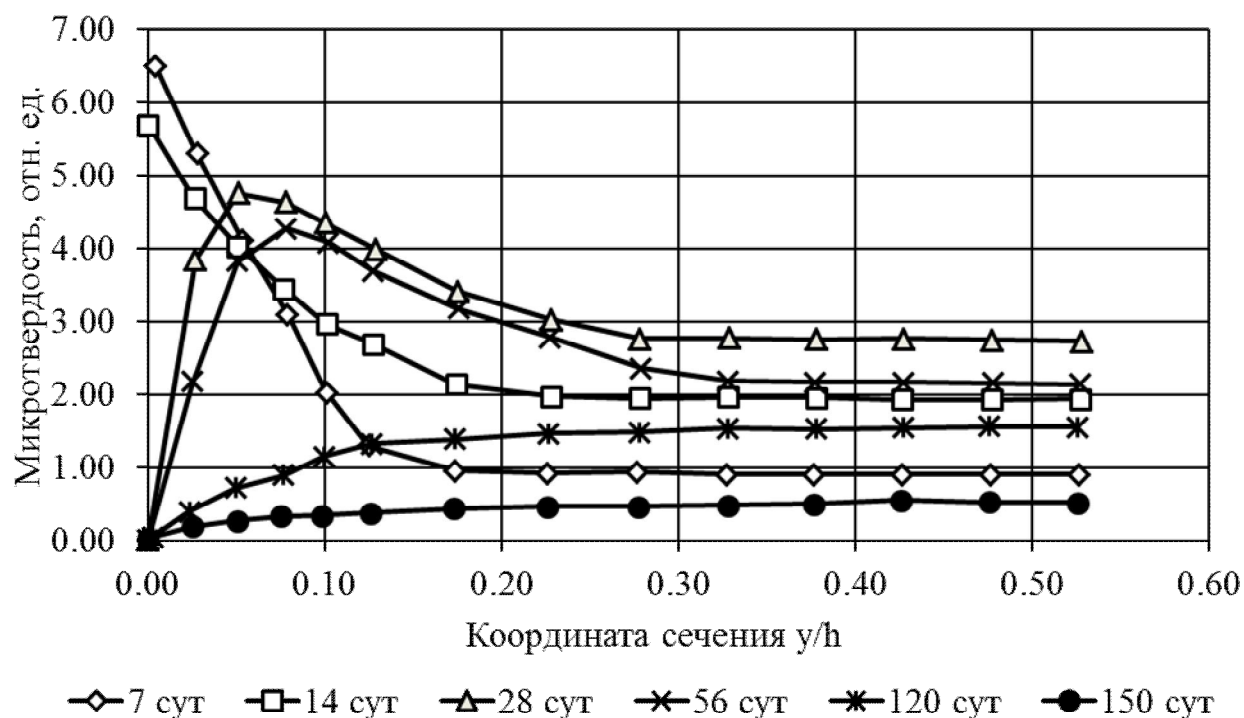


Рис. 2.20. Изменение микротвердости в 2% растворе H_2SO_4 .
(наполнение маршалит - 20%)

При использовании маршалита в качестве наполнителя максимальное увеличение микротвердости отмечается на 7-е сутки экспонирования в 2%-ном растворе серной кислоты. В дальнейшем происходит снижение абсолютных значений в зоне "пиков" и полное их сглаживание на 120-е сутки.

Наиболее сдержанное течение процессов коррозии наблюдается на образцах, наполненных ОПФ, что выражается в более позднем начале деструктивных процессов, этап накопления продуктов коррозии более продолжителен; зона проникновения агрессивной среды меньше, чем для других наполненных составах и на контрольном.

Химическое сопротивление цементных композитов, подвергавшихся действию сжимающих нагрузок разных уровней, оценивалось, как и в случае ненагруженного материала, по изменению прочностных свойств.

Из анализа изохрон деградации цементных композитов следует, что уровень нагружения влияет на характер взаимодействия агрессивной среды с компонентами материала.

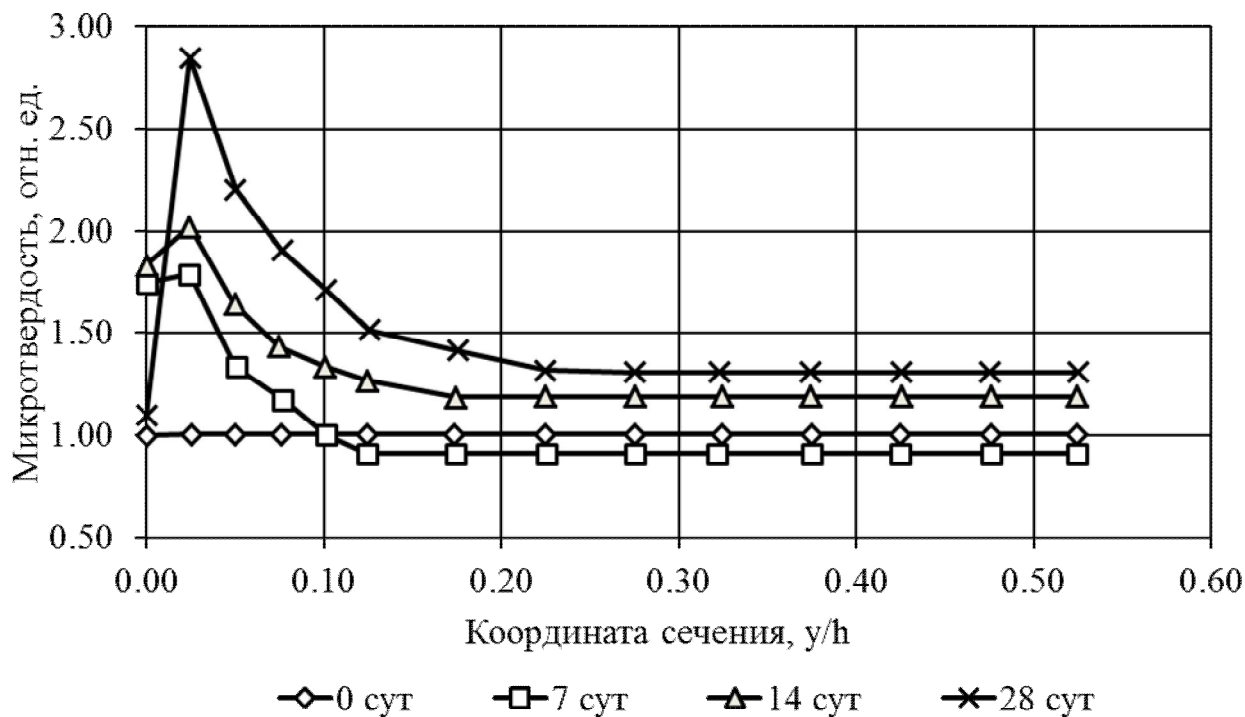


Рис. 2.21. Изменение микротвердости в 2% растворе H₂SO₄.
(наполненный состав без нагрузки)

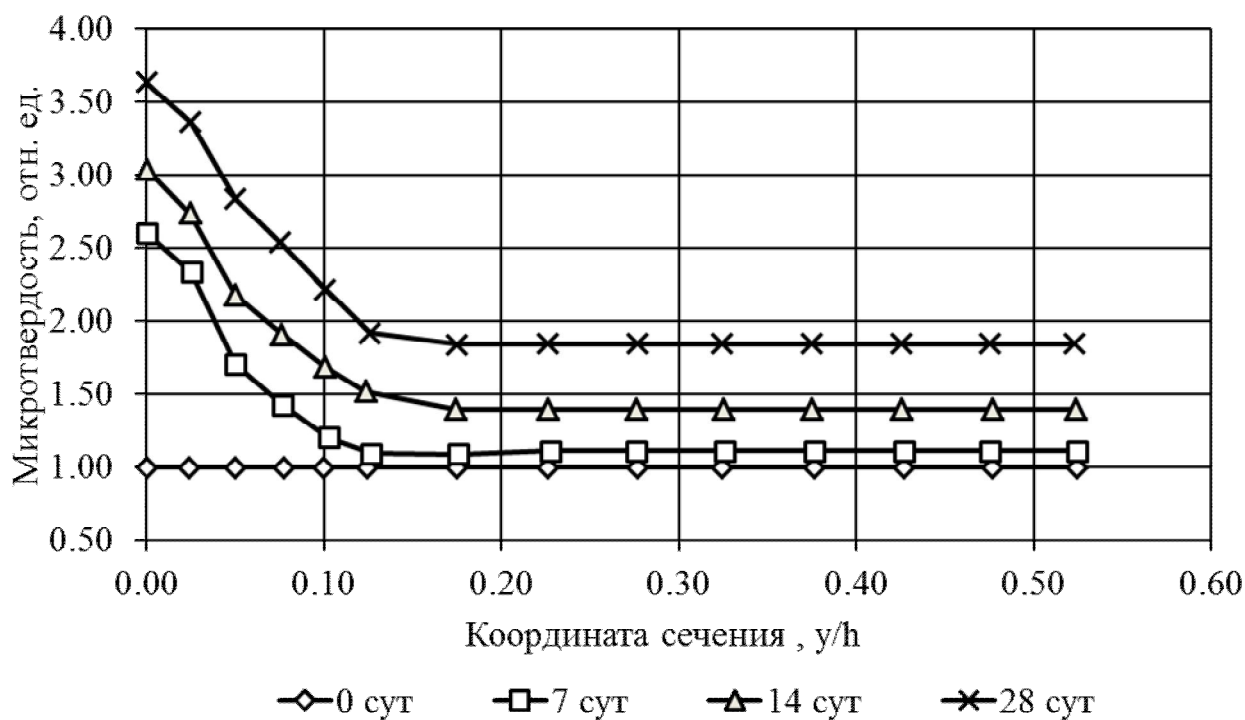


Рис. 2.22. Изменение микротвердости в 2% растворе H₂SO₄.
(наполненный состав, 0.3P_{разр.})

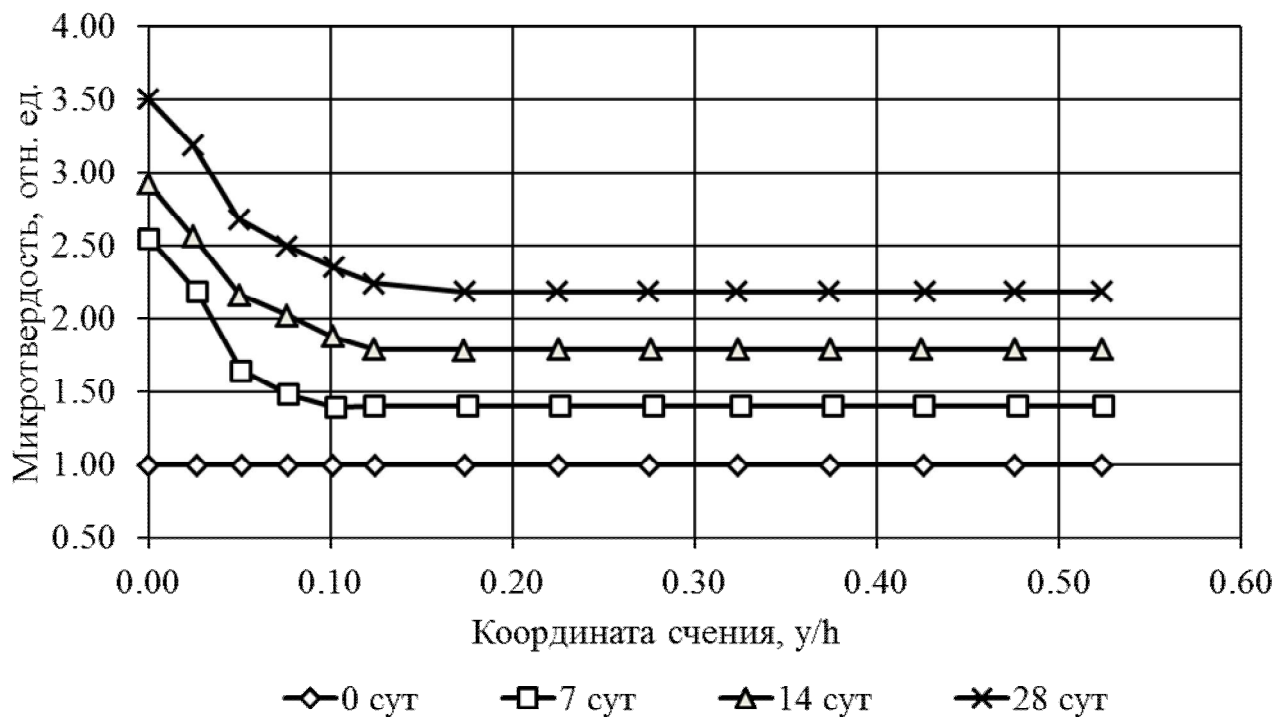


Рис. 2.23. Изменение микротвердости в 2% растворе H₂SO₄.
(наполненный состав, 0.5P_{разр.})

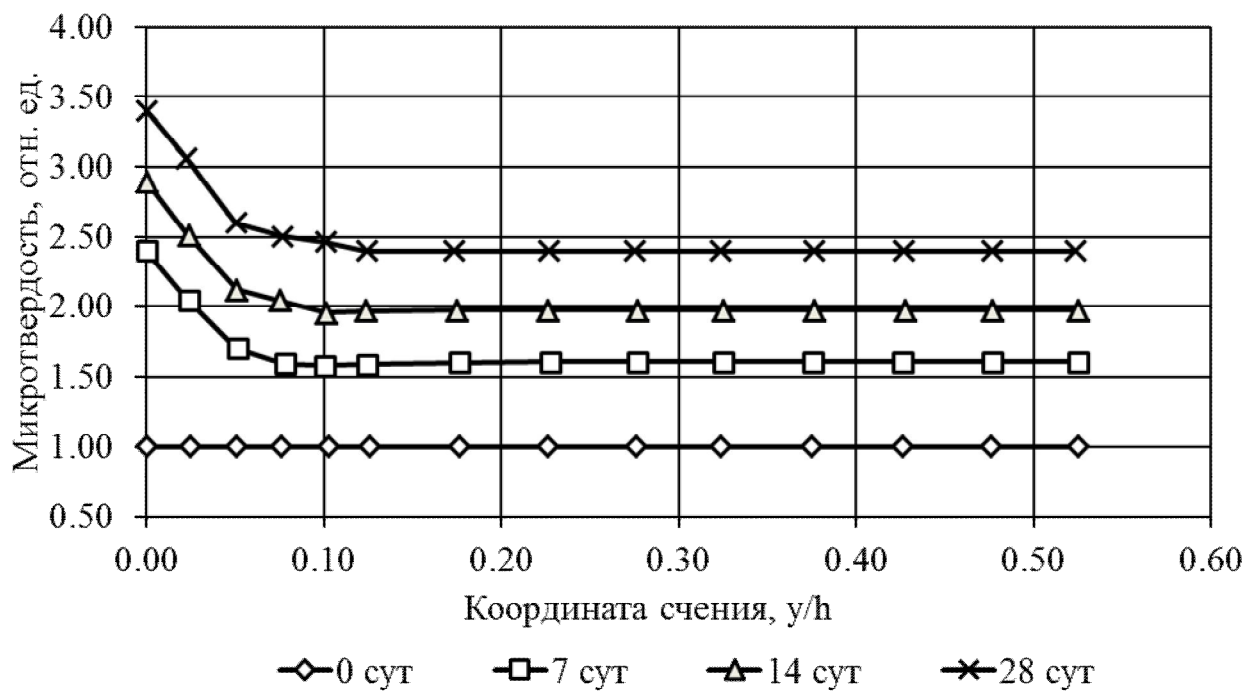


Рис. 2.24. Изменение микротвердости в 2% растворе H₂SO₄.
(наполненный состав, 0.7P_{разр.})

На рис. 2.22 – 2.24 представлены графики изменения микротвердости по высоте поперечного сечения образцов контрольного состава, испытанных в

течение 28 суток при одновременном воздействии сжимающих нагрузок разных уровней и 2% - ного раствора серной кислоты.

Характер изменения микротвердости по высоте поперечного сечения остается таким же, как и на образцах, экспонированных без приложения сжимающих напряжений. Во внешних слоях образцов в начальные сроки экспозиции отмечается зона с повышенными физико-механическими свойствами. Однако, абсолютные значения микротвердости образцов, выдержанных 28 суток в условиях сжимающих нагрузок и агрессивной среды, превышают абсолютные значения микротвердости образцов, экспонированных в 2%-ном растворе серной кислоты без приложения сжимающих напряжений. Зона проникновения агрессивной среды у образцов, экспонированных под нагрузкой, значительно меньше, чем у образцов, экспонированных без нагрузки. С ростом уровня сжимающих напряжений (от 0,3 до 0,7 $P_{\text{разр.}}$) вследствие уплотнения структуры, глубина проникновения агрессивной среды в материал снижается.

Необходимо отметить, что для образцов всех составах, экспонированных в 2%-ном растворе серной кислоты под нагрузкой не замечено первоначального снижения прочности и микротвердости.

Уплотнение структуры сжимающими напряжениями приводит к увеличению прочностных показателей и микротвердости в пределах поперечного сечения образца.

Установлено, что прочностные характеристики можно с достаточной точностью оценивать с помощью микротвердости.

Одним из основных показателей химического сопротивления материала является ордината переднего фронта коррозии, характеризующая глубину повреждения цементного камня (глубинный показатель). Этот параметр в общем виде предложено определять функциональной зависимостью вида:

$$a = k(\xi)\sqrt{Dt} \quad (2.21)$$

где t – время воздействия агрессивного раствора, $k(\xi)$ – коэффициент учитывающий инструментальную точность определения координаты «а». Для цементного камня можно принять $k(\xi) = 0,1$. D – коэффициент диффузии.

На рисунке 2.25 представлен график, отражающий зависимость между экспериментальными и теоретическими значениями ординаты переднего фронта коррозии. Рзначения координаты фронта деструкции, полученные по изохронам деградации, ложатся на прямые линии в координатах «а - \sqrt{t} », следовательно, для определения координаты фронта разрушения структуры цементного бетона (глубинного показателя деградации) можно применять функцию (2.21), в которой $k(\xi)$ зависит от инструментальной точности измерения твердости материала и химической активности реакционноспособных компонентов бетона и среды;

На рисунке 2.26 приведена зависимость коэффициента переноса агрессивной среды D для контрольного ненаполненного состава, рассчитанного по формуле $D = a^2/0.01t$.

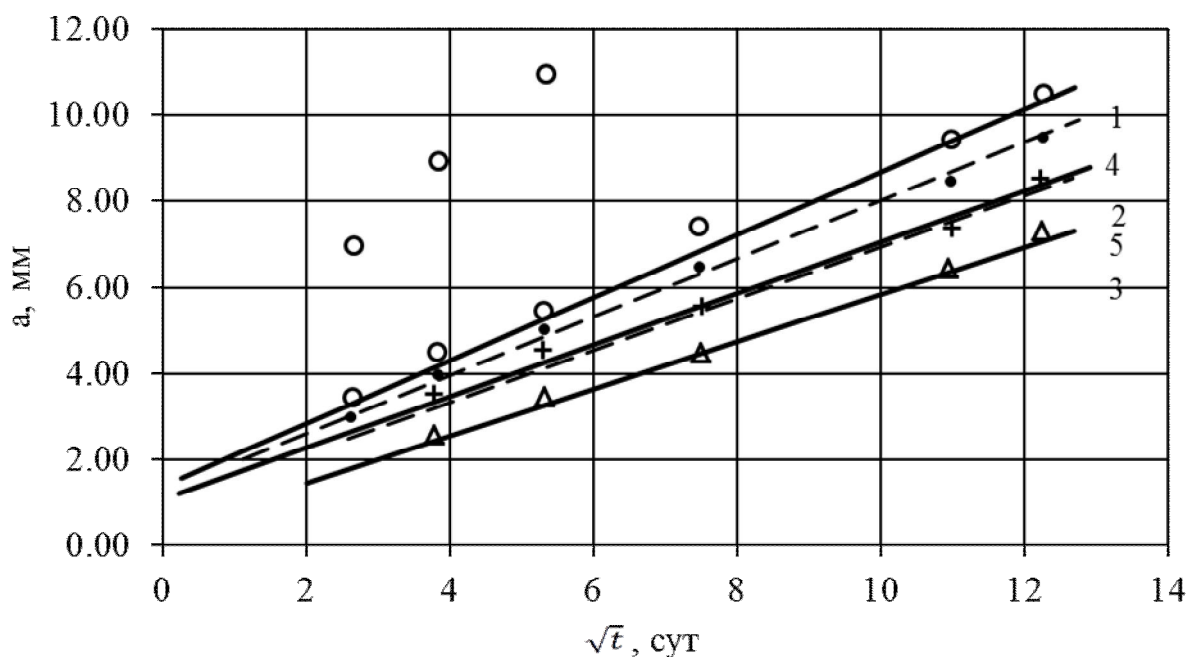


Рис. 2.25. Изменение глубинного показателя a во времени

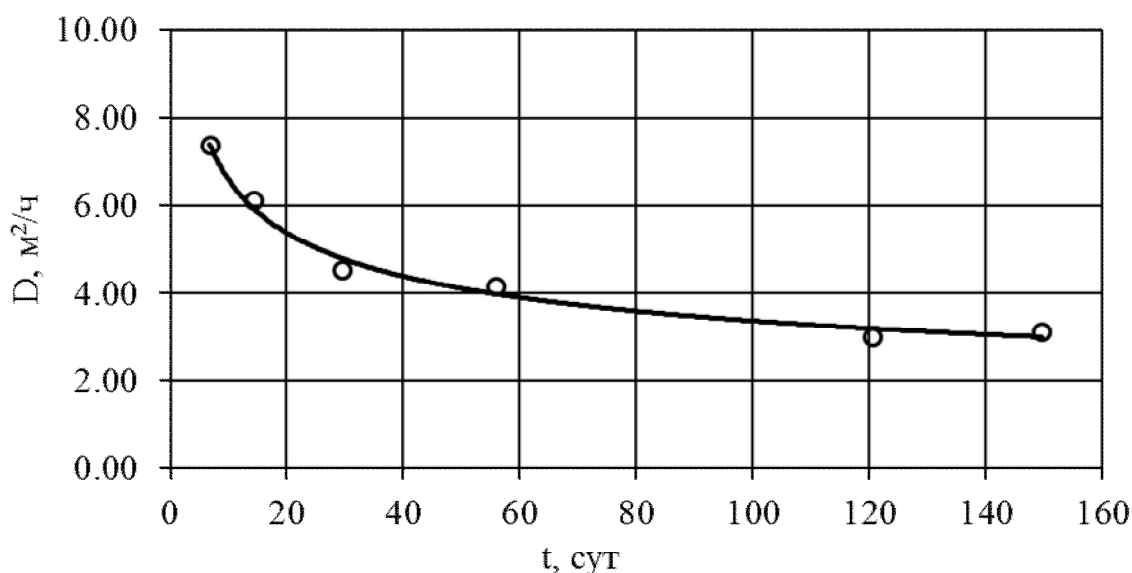


Рис. 2.26. Зависимость коэффициента переноса агрессивной среды D для контрольного неполненного состава

В таблице 2.5 представлены значения глубинного показателя, определенного экспериментально и рассчитанного по формуле с учетом экспериментальных значений D .

Таблица 2.5

Глубина коррозионных повреждений наполненных цементных композитов (мм)

Состав	Применяемый наполнитель и технология изготовления	Время экспонирования в 2%-ном растворе серной кислоты						$D, \text{м}^2/\text{ч}$
		7 сут.	14 сут.	28 сут.	56 сут.	120 сут.	150 сут.	
1	Без наполнителя	$\frac{3.5}{2.3}$	$\frac{4.5}{3.2}$	$\frac{5.5}{4.6}$	$\frac{7.5}{6.5}$	$\frac{9.5}{9.5}$	$\frac{10.5}{10.6}$	$3,13 \cdot 10^{-6}$
		0	$\frac{3.5}{2.5}$	$\frac{4.5}{3.6}$	$\frac{5.5}{5.1}$	$\frac{7.5}{7.5}$	$\frac{8.5}{8.4}$	
2	ОПФ	$\frac{0}{0}$	$\frac{2.5}{2.2}$	$\frac{3.6}{3.1}$	$\frac{4.5}{4.4}$	$\frac{6.5}{6.5}$	$\frac{7.5}{7.3}$	$1,47 \cdot 10^{-6}$
		0	$\frac{2.5}{2.2}$	$\frac{3.6}{3.1}$	$\frac{4.5}{4.4}$	$\frac{6.5}{6.5}$	$\frac{7.5}{7.3}$	
3	Шлак	$\frac{3.0}{2.05}$	$\frac{4.0}{2.9}$	$\frac{5.0}{4.1}$	$\frac{6.5}{5.8}$	$\frac{8.5}{8.5}$	$\frac{9.5}{9.5}$	$2,51 \cdot 10^{-6}$
		$\frac{2.5}{1.8}$	$\frac{3.5}{2.6}$	$\frac{4.5}{3.6}$	$\frac{5.5}{5.1}$	$\frac{7.5}{7.5}$	$\frac{8.5}{8.4}$	
4	Шлак	$\frac{2.5}{1.8}$	$\frac{3.5}{2.6}$	$\frac{4.5}{3.6}$	$\frac{5.5}{5.1}$	$\frac{7.5}{7.5}$	$\frac{8.5}{8.4}$	$1,95 \cdot 10^{-6}$
		0	$\frac{3.5}{2.6}$	$\frac{4.5}{3.6}$	$\frac{5.5}{5.1}$	$\frac{7.5}{7.5}$	$\frac{8.5}{8.4}$	

* - В числителе дроби приведены экспериментальные значения, в знаменателе полученные по теоретическим расчетам.

Исследованиями влияния совместного действия сжимающей нагрузки и 2%-ого водного раствора H_2SO_4 установлено, что сжимающие напряжения замедляют процесс переноса агрессивной среды в объем образца. На рисунке 2.27 по результатам склерометрических исследований построены графики зависимости глубинного показателя a от длительности экспозиции (\sqrt{t}) (уровни сжимающих напряжений $0,3P_{разр.}(1)$, $0,5P_{разр.}(2)$, $0,7P_{разр.}(3)$ для цементных составов без наполнителя (к – контрольные), наполненных молотым шлаком (ш). Цементные композиции изготавливались путем скоростного перемешивания (*) и перемешивания в обычном смесителе).

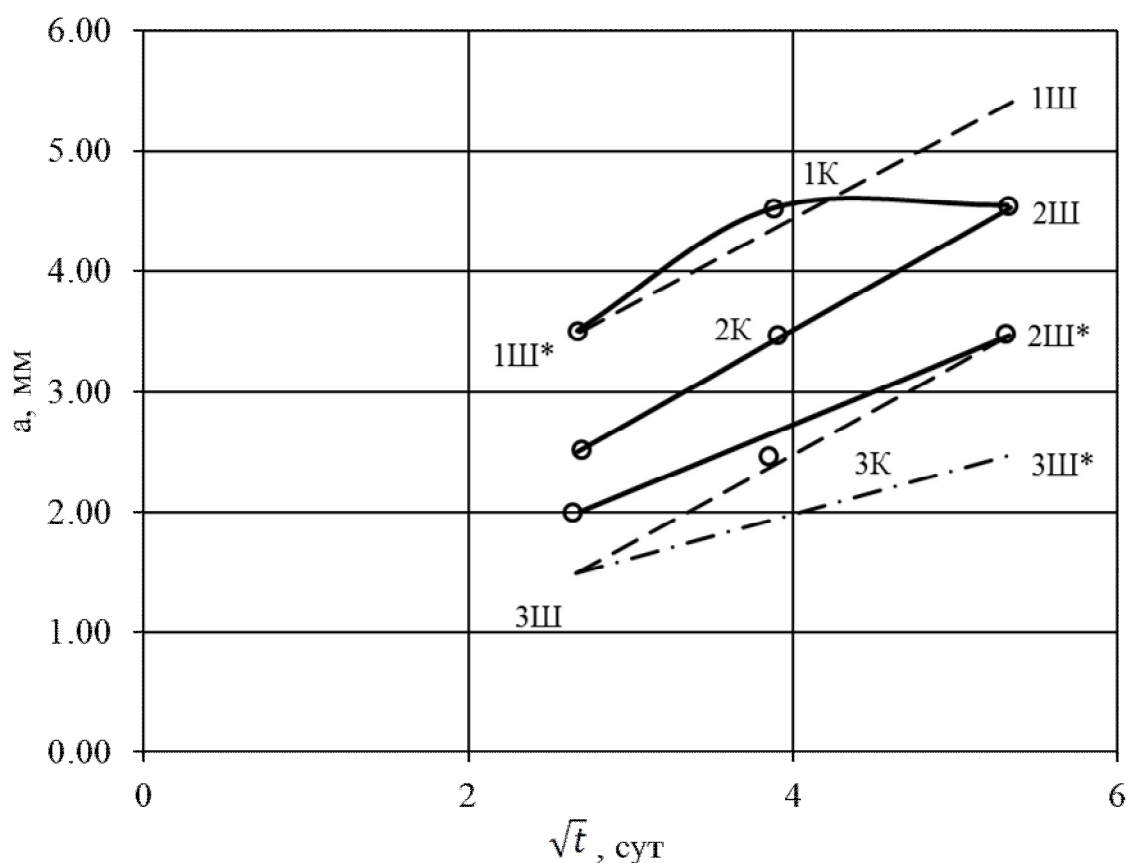


Рис. 2.27. Зависимость глубинного показателя от длительности экспозиции

Анализ полученных графиков показывает, что технология изготовления, вид добавки, уровень напряжений не влияет на функциональную зависимость (2.21) глубинного показателя от длительности действия агрессивной среды. Сжимающие напряжения замедляют процесс переноса и коэффициент диффузии уменьшается в 2-3 раза (см. данные таблица 2.6).

Таблица 2.6

Зависимость коэффициентов диффузии ($D \cdot 10^6 \text{ м}^2/\text{ч}$) от уровня сжимающей

Вид наполнителя	Уровень нагрузки $P_{\text{разр.}}$			
	0	0,3	0,5	0,7
Контрольный (К), без наполнителей	4,5	3,0	3,0	1,8
Ферросилиций (Ф)	1,9	1,8	0,93	0,59
Шлак (Ш)	3,0	3,0	1,8	0,93

Вторым основным показателем химического сопротивления материалов является коэффициент химической стойкости $K_{\text{х.с.}}$, определяемый для внешних, контактирующих с агрессивной средой слоев материала. Склерометрическими исследованиями было установлено, что значения прочности и твердости имеют тесную корреляцию и следовательно $K_{\text{х.с.}}$ можно определять методами измерения твердости, микротвердости материала.

Коэффициент химической стойкости $K_{\text{х.с.}}$ принято определять по изменению прочности (σ) или твердости (H) материала после определенного срока экспонирования ($K_{\text{о.п.}} = \sigma_t / \sigma_0 = H_t / H_0$).

Для аппроксимации временной зависимости $K_{\text{х.с.}}$ предлагается (ГОСТ 25881-83) использовать функцию вида $\lg K_{\text{о.п.}} = a + b \lg \tau$,

где $\lg K_{\text{х.с.}}$ и $\lg \tau$ – логарифмы коэффициента химической стойкости и длительности экспонирования; a и b – постоянные для данного вида материала.

Коэффициент химической стойкости может быть представлен более простой функцией вида:

$$K_{\text{х.с.}} = b - \alpha t^\beta \quad (2.22)$$

В общем случае при $t=0$, $b=1$. Но если материал подвергался действию агрессивной среды до начала испытаний, то можно принять $b < 1$; если в процессе взаимодействия материала с агрессивной средой происходит его временное упрочнение, то можно принять $b > 1$.

Изохроны деградации цементного камня в водном растворе серной кислоты показывают временное упрочнение материала. Тогда при определении $K_{\text{х.с.}}(t)$ можно величину b' принять по данным изохрон деградации.

Коэффициенты α и β определяют методом наименьших квадратов. Для этого логарифмированием преобразуют уравнение 2.22 в линейное:

$$\lg K_{x.c.} = \lg \alpha + \beta \cdot \lg t \quad (2.23)$$

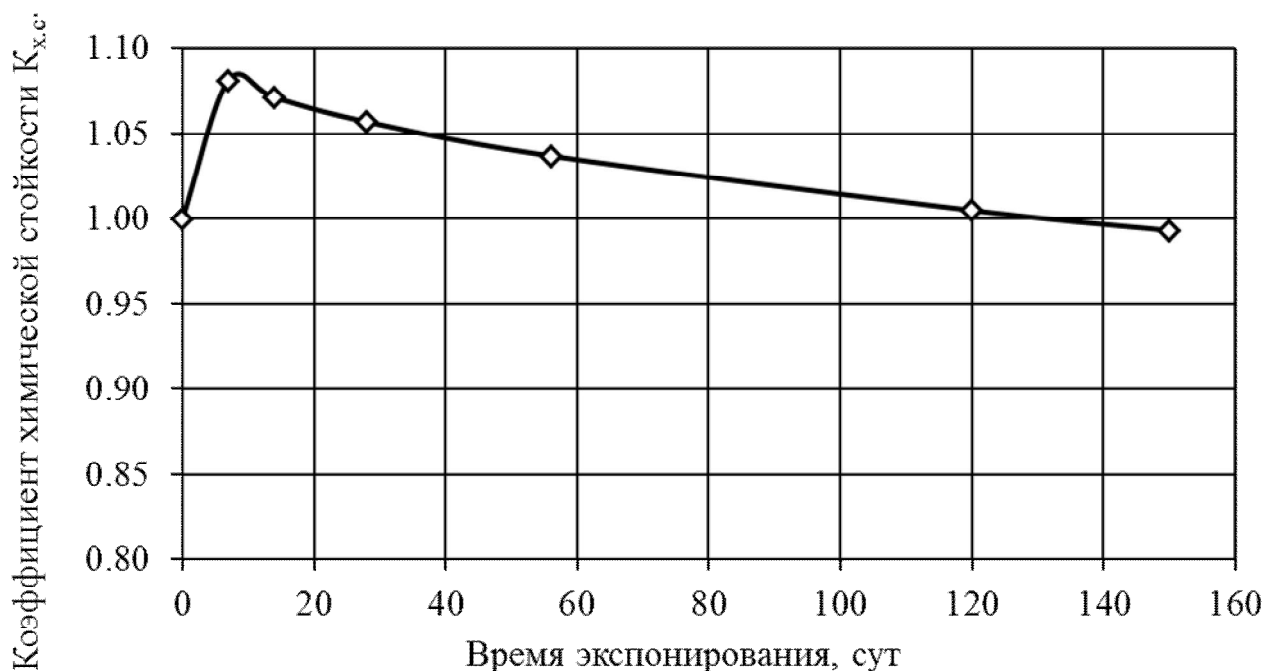


Рис. 2.28. Изменение коэффициента химической стойкости в 2% растворе H_2SO_4 . (наполнение ОПФ - 10%)

Тогда коэффициенты α и β определяются по формулам:

$$\beta = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\lg(b - K_{o.n.}) \cdot \lg t) - \sum_{i=1}^n \lg t \cdot \sum_{i=1}^n \lg(b - K_{o.n.})}{n \cdot \sum_{i=1}^n (\lg t)^2 - \left(\sum_{i=1}^n \lg t \right)^2} \quad (2.24)$$

$$\lg \alpha = \frac{\sum_{i=1}^n (\lg(b - K_{o.n.})) - \beta \cdot \sum_{i=1}^n \lg t}{n} \quad (2.25)$$

С учетом формулы 2.22 выражение деградационной функции несущей способности с учетом коэффициентов фильтрации:

$$D(N) = 1 - \frac{K_{\phi} \cdot \alpha \cdot t^{\beta+1}}{h} \quad (2.26)$$

Время нормальной эксплуатации определяется по формуле:

$$\tau = \sqrt[1-\beta]{\frac{1-D(N)}{\alpha \cdot K_{\phi}}} \cdot h \quad (2.27)$$

Учитывая, что согласно СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» допускается потеря прочности в расчетном сечении до 20%, деградационную функцию несущей способности принимают $D(N)=0.8$.

Тогда долговечность сжатого бетонного элемента находят по формуле:

$$\tau = \sqrt[1-\beta]{\frac{0.2}{\alpha \cdot K_{\phi}}} \cdot h \quad (2.28)$$

Данная зависимость изменения несущей способности и долговечности сжатых элементов позволяет учесть влияние свойств материалов, размеров поперечного сечения, скорости фазового переноса и снижения свойств материалов под действием агрессивных сред.

2.5 Выводы

1. Анализ сопротивления цементных бетонов действию агрессивных сред показал: три основных вида коррозии, предложенные В.М. Москвиным [43, 44] не имеют четких границ и как правило в процессе деградации бетона возможно проявление различных механизмов (видов); основным показателем характеризующим механизм коррозии является глубина поврежденного слоя и интенсивность разрушения материала на поверхности.

2. Экспериментально подтверждены зависимости коэффициента диффузии водных растворов в бетоне от содержания цемент, возраста бетона и водоцементного отношения.

3. Произведен анализ работы железобетонных элементов в условиях действия жидкой агрессивной среды, содержащей сульфат ионы. Установлено, начальном этапе взаимодействия материала с агрессивной средой можно выделить три зоны деградации: латентную, активную и нулевую. Впервые по изохронам деградации определены: глубинный показатель, описывающий

изменение координаты фронта деструкции во времени; параметр D - характеризующий скорость продвижения фронта деградации.

4. Экспериментально доказано, что в процессе сульфатной коррозии изменение механических характеристик по глубине объема происходит неравномерно. Можно выделить три зоны: латентной, активной, нулевой (область неподверженная деградации).

5. Разработана методика определения основных параметров деградации, которая дает возможность неразрушающими методами в процессе эксплуатации контролировать основные показатели качества бетона, моделировать развитие деградационных процессов и прогнозировать изменение несущей способности, жесткости и трещиностойкости конструкций во времени.

ГЛАВА 3. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТОДОМ ДЕГРАДАЦИОННЫХ ФУНКЦИЙ.

3.1 Прогнозирование долговечности бетонных изделий методом деградационных функций.

Каждому механизму деградации соответствует определенная модель, которая позволяет описать процесс деградации специальными функциями [85, 78].

Общий вид деградационной функции можно представить выражением [77]:

$$D = B(t) / B(0) = f(t, T, \sigma, c, h, \alpha, a), \quad (3.1)$$

где t – время; T – температура; σ – напряжение; c – концентрация агрессивной среды; h – геометрическая характеристика; α и a – параметры деградации.

Для элементов конструкций, работающих на осевое сжатие или растяжение, деградационные функции жесткости и несущей способности равны:

$$D(W_c) = \iint_{F(t)} E(t, y, x) dx dy / \iint_{F(0)} E(t_0, y, x) dx dy \quad (3.2)$$

$$D(N_p) = \iint_{F(t)} \varepsilon(t, x, y) E(t, x, y) dx dy / \iint_{F(t)} \varepsilon(t_0, x, y) E(t_0, x, y) dx dy \quad (3.3)$$

$$D(N) = \iint_{F(t)} \sigma(t, x, y) dx dy / \iint_{F(t)} \sigma(t_0, x, y) dx dy \quad (3.4)$$

Для изгибаемых элементов деградационные функции жесткости и несущей способности имеют вид:

$$D(W_u) = \iint_{F(t)} E(t, x, y) y^2 dx dy / \iint_{F(t)} E(t_0, x, y) y^2 dx dy \quad (3.5)$$

$$D(M_p) = \iint_{F(t)} \varepsilon(t, x, y) E(t, x, y) y dx dy / \iint_{F(t)} \varepsilon(t_0, x, y) E(t_0, x, y) y dx dy \quad (3.6)$$

$$D(M) = \iint_{F(t)} \sigma(t, x, y) y dx dy / \iint_{F(t)} \sigma(t_0, x, y) y dx dy \quad (3.7)$$

Деградационные функции дают возможность при описании процесса взаимодействия изделия с агрессивной средой учитывать характер распределения агрессивной среды по объему, напряжений по площади поперечного сечения и

учитывая связь между различными деградационными функциями: $D(N) = f\{D(W)\}$; $D(M) = f\{D(N)\}$; $D(M) = f\{D(W)\}$

(3.8)

Предлагается выделить основные типы деградации и представить их в виде феноменологических моделей [76, 77, 78]. Феноменологические модели, представляющие эпюры модуля упругости и прочности по высоте поперечного сечения, в зависимости от вида изохрон деградации могут быть линейными и нелинейными, симметричными и несимметричными. В линейных моделях деградации положение изохрон характеризуется двумя параметрами a и α , где a – ордината фронта деструкции, характеризующая скорость деградации под действием напряжений и агрессивной среды; α – характеристика механизма деградации, определяемая как угол наклона прямолинейной изохроны к оси абсцисс (рис. 3.1, а). Если угол α – равен нулю, то наблюдается деградация гетерогенного типа, применяемая для материалов, скорость взаимодействия которых с агрессивной средой значительно выше скорости ее переноса в объем элемента. Если угол α равен $\pi/2$, то деградация происходит по гомогенному механизму и характеризуется большой скоростью насыщения материала агрессивной средой и малой скоростью химического взаимодействия.

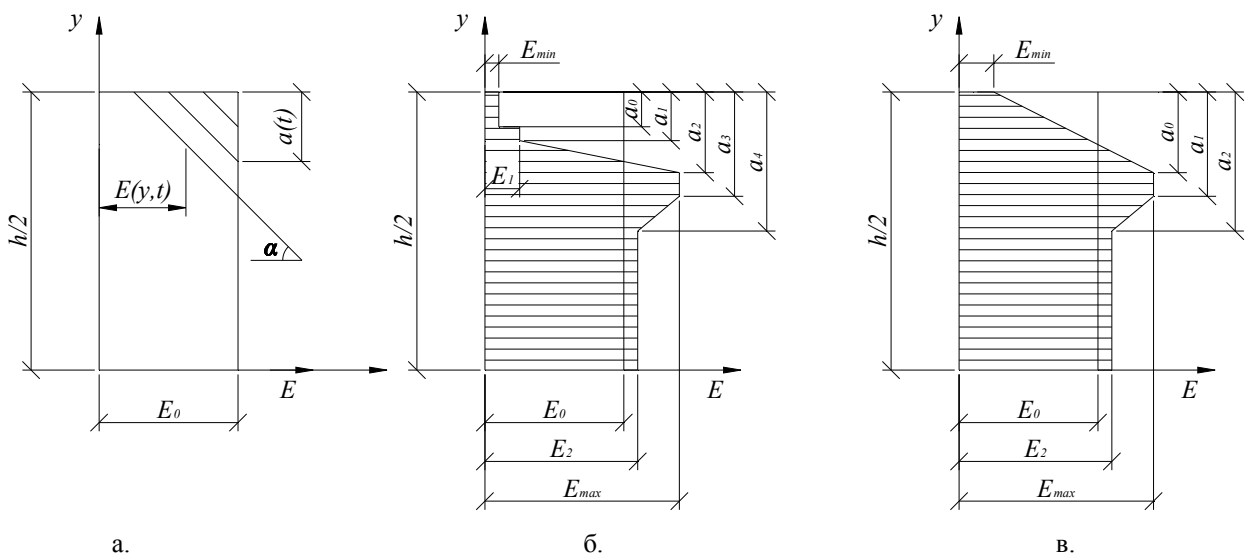


Рис. 3.1. Феноменологические модели деградации

Если скорость насыщения соизмерима со скоростью химического взаимодействия, то наблюдается диффузионный тип деградации и угол α изменяется в пределах от 0 до $\pi/2$.

Для описания деградации цементных композитов в кислых растворах малой концентрации, на основе анализа изохрон деградации (рис. 1, б) предлагается модель, представленная на рис. 1, в. Она применима для материалов, у которых на изохроне деградации можно выделить 3 зоны: 1) деструкции; 2) латентной деградации; 3) естественного твердения.

В процессе эксплуатации конструкции в условиях действия агрессивной сред обычно удобнее в качестве параметров деградации использовать глубинный показатель (a) и изменение свойств на поверхности элемента (σ , H , E). Если в качестве упруго-прочностной характеристики принять модуль упругости, то с учетом модели, представленной на рис. 1, б, закон изменения E по высоте поперечного сечения h имеет вид [76, 77, 78, 47]:

$$E(y) = \begin{cases} E_{\min}, nпу & (h/2 - a_0) \leq y \leq h/2 \\ E_1, nпу & (h/2 - a_1) \leq y \leq (h/2 - a_0) \\ E_1 + (E_{\max} - E_1) \frac{h/2 - a_1 - y}{a_2 - a_1}, nпу & (h/2 - a_2) \leq y \leq (h/2 - a_1) \\ E_{\max}, nпу & (h/2 - a_3) \leq y \leq (h/2 - a_2) \\ E_{\max} - (E_{\max} - E_2) \frac{h/2 - a_3 - y}{a_4 - a_3}, nпу & (h/2 - a_4) \leq y \leq (h/2 - a_3) \\ E_2, nпу & 0 \leq y \leq (h/2 - a_4) \end{cases} \quad (3.9)$$

Деградационная функция жесткости элемента прямоугольного сечения с размерами $b \times h$ при сжатии ($D(W_c)$) определяется

выражением:
$$D(W_c) = \frac{W_c(t)}{W_0(t)} = 2 \int_0^{h/2} E(y) b dy / (E_0 b h)$$

(3.10)

Интегрируя выражение (4.10) с учетом (4.9) получаем:

$$D(W_c) = \frac{E_2}{E_0} - \frac{E_1}{E_0} \left(\frac{2a_0 - a_1 - a_2}{h} \right) - \frac{E_2}{E_0} \left(\frac{a_3 + a_4}{h} \right) + 2 \frac{E_{\min} a_0}{E_0 h} - \frac{E_{\max}}{E_0} \left(\frac{a_1 + a_2 - a_3 - a_4}{h} \right) \quad (3.11)$$

Если $a_0=0$, $a_1=0$, $a_2=a_1$, $a_3=a_1$, $a_4=a_1$, $E_{\max}=E_0$ и $E_2=E_0$, то получаем ступенчатую модель, деградационная функция которой имеет вид:

$$D(W_c) = 1 - 2a_1(1 - E_1/E_0)/h \quad (3.12)$$

Если $a_0=0$, $a_1=0$, $a_3=a_2$, $a_4=a_2$, $E_{max}=E_0$ и $E_2=E_0$, то получаем линейную модель, представленную на рис. 2(а). Деградационная функция для этой модели имеет вид [77, 78]:

$$D(W_c) = 1 - 2a_2(1 - E_1/E_0)/h \quad (3.13)$$

Если $a_1=a_0$, $a_2=a_0$, $a_3=a_0$, $a_4=a_0$, $E_{max}=E_0$, $E_1=E_0$, $E_2=E_0$, $E_{min}=0$, то имеем модель гетерогенной деградации:

$$D(W_c) = 1 - 2a_0/h \quad (3.14)$$

Модель гомогенной деградации также является частным случаем обобщенной модели, так как при $a_0=0$, $a_1=a_2=a_3=a_4=h/2$, $E_{max}=E_1$, $E_2=E_1$:

$$D(W_c) = E_i/E_0 \quad (3.15)$$

Функции деградации дают возможность описать изменение несущей способности при сжатии, изгибе, растяжении и жесткости конструктивного элемента или изделия во времени. Переменные во времени являются параметры a_i и E_i , входящие в деградационные функции. Функции деградации учитывают влияние на долговечность размеров поперечного сечения, вида напряженно-деформированного состояния.

Функции деградации могут быть выражены через одну базовую деградационную функцию, определение которой наиболее доступно и достоверно [76, 77, 78]. Параметры a_i и E_i могут определяться экспериментально и теоретически.

3.2 Применение метода деградационных функций для оценки долговечности железобетонных конструкций.

Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций предлагается производить с применением метода деградационных функций [24].

Рассмотрим изгибаемый элемент с прямоугольной формой поперечного сечения и одиночной арматурой (например, плита с арматурой в растянутой зоне). Предположим, что деградация бетона плиты вызвана жидкими агрессивными

средами, действие которых обусловлено технологической линией, расположенной на вышележащих этажах. Тогда возможные расчетные схемы прочности (несущей способности) поперечного сечения, нормального к оси изгибаемого элемента будут иметь вид (см. рис. 3.2).

На расчетных схемах показано, что: зона деградации (x_{ij}) находится в пределах сжатой зоны ($x_{ij} \leq x_i$); расчетное сопротивление, модуль деформаций в пределах зоны деградации могут изменяться по различным законам.

На рисунке 2 приняты обозначения: R_s , R_b – расчетные сопротивления арматуры и бетона; x_i – высота сжатой зоны; h , h_0 – полная и рабочая высота сечения; A_s – площадь поперечного сечения арматуры; b – ширина поперечного сечения элемента; x_{ij} – высота зоны деградации.

Введем обозначение: $\xi_0 = x/h_0$; $\xi_{ij} = x_{ij}/h_0$; $\mu = A_s/bh_0$. Тогда условие прочности можно записать в виде неравенства:

$$M \leq M_{ui}, \quad (3.16)$$

где M_{ui} – момент воспринимаемый сечением и определяемый по соответствующей расчетной модели $i=0,1,2,3,4$.

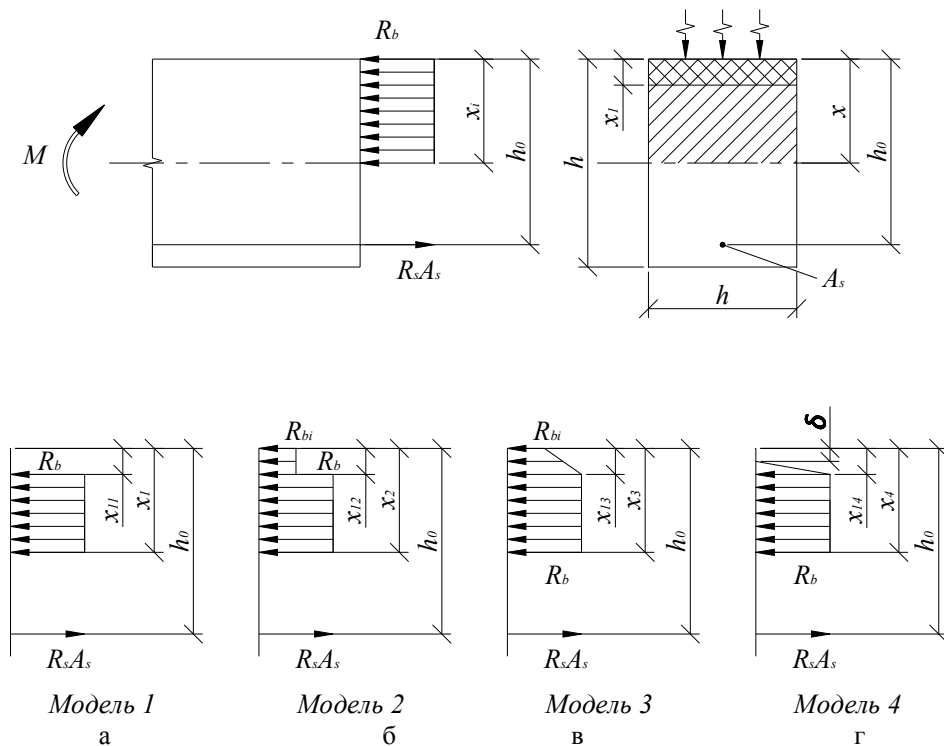


Рис. 3.2. К расчету изгибаемого элемента

Для расчетной модели при $i=0$ можно записать:

$$M_{u0} = R_b b x_0 (h_0 - 0,5 x_0) \quad (3.17)$$

так как $R_b b x_0 = R_s A_s$, то обозначив $\xi_0 = x_0/h_0$, получим $\xi_0 = \mu(R_s/R_b)$. Тогда формула 4.17 примет вид:

$$M_{u0} = \xi_0 (1 - 0,5 \xi_0) R_b b h_0^2 = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (3.18)$$

Рассмотрим расчетную модель 1, анализ которой дает возможность получить два уравнения:

$$M_{u1} = R_b b (x_1 - x_{11}) [h_0 - 0,5(x_1 - x_{11}) - x_{11}]$$

$$R_b b (x_1 - x_{11}) = R_s A_s$$

Так как $\frac{x_1}{h_0} = \xi_1$; $\frac{x_{11}}{h_0} = \xi_{11}$; $\frac{R_s}{R_b} \mu = \xi_0$, то $\xi_0 = \xi_1 - \xi_{11}$.

С учетом сделанных преобразований получаем формулу для определения M_{u1} в следующем виде:

$$M_{u1} = M_{u0} \left(1 - \frac{\xi_{11}}{1 - 0,5 \xi_0} \right) \quad (3.19)$$

Для расчетной модели 2, решая совместно уравнения, определяющие M_{u2} и ξ_2 , получаем:

$$M_{u2} = M_{u0} \left(1 - \frac{\xi_{12} (1 - R_{b2}/R_b)}{1 - 0,5 \xi_0} + \frac{0,5 \xi_{12}^2 R_{b2}/R_{b0} (1 - R_{b2}/R_{b0})}{\xi_0 (1 - 0,5 \xi_0)} \right) \quad (3.20)$$

$$\xi_0 = \xi_2 - \xi_{12} (1 - R_{b2}/R_b)$$

Очевидно, если в формуле (3.20) принять $R_{b2}=0$, то получим выражение подобное формуле (3.19):

$$M_{u2} = M_{u0} \left(1 - \frac{\xi_{12}}{1 - 0,5 \xi_0} \right)$$

$$\xi_0 = \xi_2 - \xi_{12}.$$

Анализ модели 3 позволяет получить следующее выражение для определения прочности нормальных сечений:

$$M_{u3} = M_{u0} \left(1 - \frac{0,5\xi_{13}(1-R_{b3}/R_b)}{1-0,5\xi_0} + \frac{\xi_{13}^2(1-R_{b3}/R_b) \left[0,125(1-R_{b3}/R_b) - \frac{1}{6} \right]}{\xi_0(1-0,5\xi_0)} \right) \quad (3.21)$$

$$\xi_0 = \xi_3 - 0,5\xi_{13}(1-R_{b3}/R_b) = \frac{R_s}{R_b} \mu$$

Если принять $R_{b3}=0$, то получим более простое выражение вида:

$$M_{u3} = M_{u0} \left(1 - \frac{0,5\xi_{13}}{1-0,5\xi_0} + \frac{\frac{1}{24}\xi_{13}^2}{\xi_0(1-0,5\xi_0)} \right) \quad (3.22)$$

$$\xi_0 = \xi_3 - 0,5\xi_{13} = \frac{R_s}{R_b} \mu.$$

Если $\xi_{13}=0$, то $M_{u3}=M_{u0}$.

Четвертая модель дает возможность получить формулу для определения M_{u4} вида:

$$M_{u4} = M_{u0} \left(1 - \frac{(\xi_{14} + \delta/h_0)0,5}{1-0,5\xi_0} + \frac{(0,5\xi_{14} + 0,5\delta/h_0)^2 \frac{1}{6} - \frac{1}{3}\xi_{14}^2 \delta/h_0}{\xi_0(1-0,5\xi_0)} \right) \quad (3.23)$$

$$\xi_0 = \xi_4 - 0,5\xi_{14} - 0,5\delta/h_0 = \frac{R_s}{R_b} \mu.$$

Если принять $\delta=0$, то получаем третью модель при условии, что $R_{b3}=0$. Тогда функция 4.23 примет вид:

$$M_{u4} = M_{u0} \left(1 - \frac{0,5\xi_{14}}{1-0,5\xi_0} + \frac{\frac{1}{24}\xi_{14}^2}{\xi_0(1-0,5\xi_0)} \right) \quad (3.24)$$

Очевидно формулы (4.22) и (4.24) подобны.

Если $\xi_{14}=0$, то $\xi_0=\xi_4-0,5\delta/h_0$.

$$M_{u4} = M_{u0} \left(1 - \frac{0,5\delta/h_0}{1-0,5\xi_0} + \frac{\frac{1}{24}(\delta/h_0)^2}{\xi_0(1-0,5\xi_0)} \right) \quad (3.25)$$

Полученные выражения M_{ui} дают возможность определить деградационные функции, выражения которых приведены в таблице 3.1.

Таблица 4.1

Деграционные функции по несущей способности изгибаемых элементов

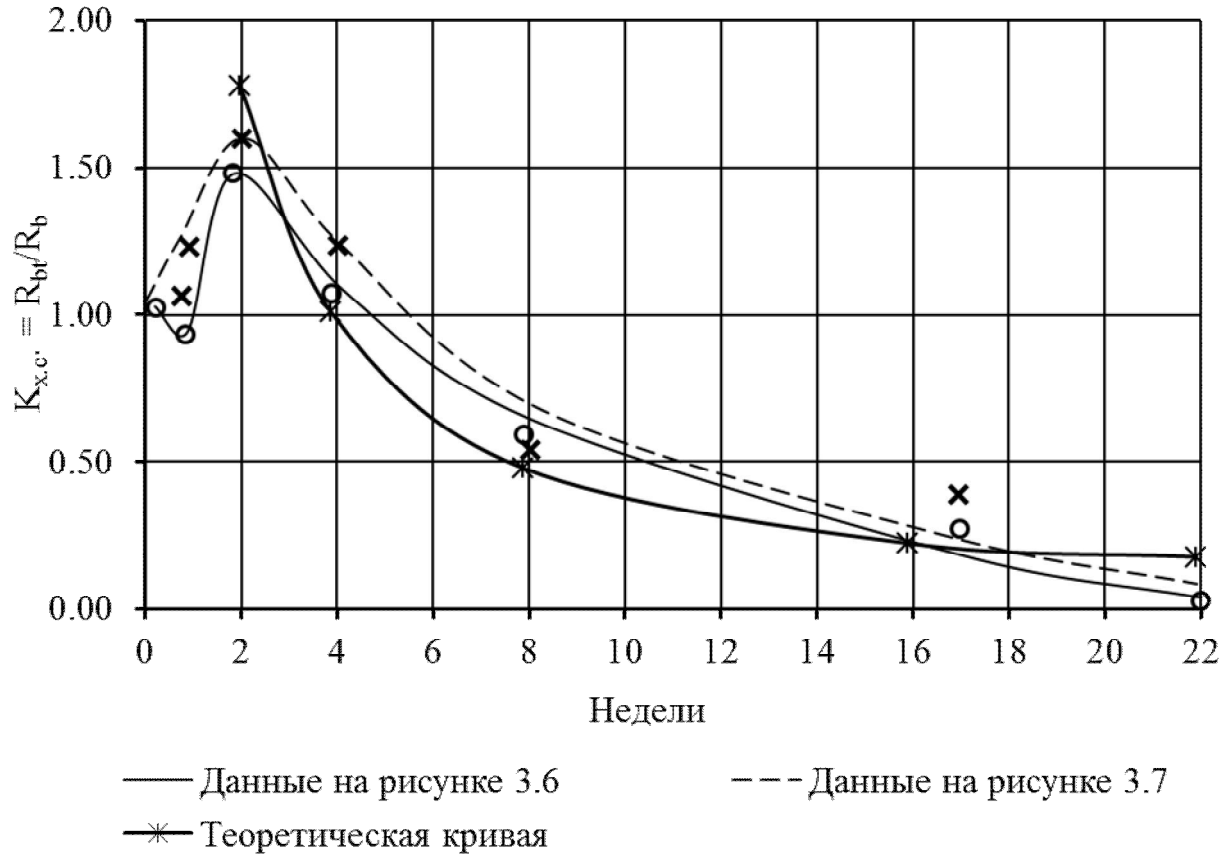
Расчетная схема	$\xi_i = \frac{x_i}{h_0}$	$\frac{M_{u1}}{M_{u0}} = D_i$
0	ξ_0	1
1	$\xi_0 + \xi_{11}$	$1 - \frac{\xi_{11}}{1 - 0,5\xi_0}$
2	$\xi_0 + \xi_{12}(1 - R_{b2}/R_b)$	$1 - \frac{\xi_{12}(1 - R_{b2}/R_b)}{1 - 0,5\xi_0} + \frac{0,5\xi_{12}^2 R_{b2}/R_{b0}(1 - R_{b2}/R_b)}{\xi_0(1 - 0,5\xi_0)}$
3	$\xi_0 + 0,5\xi_{13}(1 - R_{b3}/R_b)$	$1 - \frac{0,5\xi_{13}(1 - R_{b3}/R_b)}{1 - 0,5\xi_0} + \frac{\xi_{13}^2(1 - R_{b3}/R_b) \left[0,125(1 - R_{b3}/R_b) - \frac{1}{6} \right]}{\xi_0(1 - 0,5\xi_0)}$
4	$\xi_0 + 0,5\xi_{14} - 0,5\delta/h_0 = \frac{R_s}{R_b}\mu$	$1 - \frac{(\xi_{14} + \delta/h_0)0,5}{1 - 0,5\xi_0} + \frac{(0,5\xi_{14} + 0,5\delta/h_0)^2 \frac{1}{6} - \frac{1}{3}\xi_{14}^2 \delta/h_0}{\xi_0(1 - 0,5\xi_0)}$

Действие агрессивной среды в расчетных моделях учитывается: относительным изменением прочности слоев бетона R_{bi}/R_b , контактирующих с агрессивной средой; координатой границы области деграции ξ_{ij} ; видом изохрон деграции.

Рассмотрим случай сульфатной коррозии.

Ордината, скорость продвижения фронта деструкции, относительное изменение прочности внешних слоев бетона под действием сульфатных сред определяются по изохронам деграции (см. рис. 2.26, 2.27, 2.28)

На рисунке 3.3 показаны графики изменения величины R_{bi}/R_b во времени. Из анализа графиков следует, что прочность бетона, контактирующего с агрессивной средой, после 150 суток воздействия приближается к нулю. Следовательно эффект латентной деграции, временное повышение прочности бетона в зоне контакта с сульфатной средой при оценке долговечности железобетонных конструкций можно не учитывать.

Рис. 3.3. Изменение $K_{x.c.} = R_{bt}/R_b$ во времени

Из анализа изохрон деградации предлагается изменение относительной прочности бетона внешних слоев оценивать функцией вида:

$$K_{x.c.} = \frac{K_a}{t/t_a} \quad (3.26)$$

где t_a длительность воздействия среды, после которого наступает необратимое ухудшение свойств; K_a – величина коэффициента $K_{x.c.}$ при $t=t_a$, определяемая по графику на рисунке 3.4 и равная по данным эксперимента 0,6.

На рисунке 3.4 показано, что предлагаемая аппроксимация адекватно отображает экспериментальные данные. По изохронам деградации, полученным экспериментально, установлено, что изменение координаты фронта области разрушения в объеме материала с учетом длительности действия среды t описывается формулой вида:

$$a = 0,1\sqrt{Dt} \quad (4.27)$$

где D – коэффициент скорости продвижения зоны разрушения в объем материала, величина которого зависит от вида среды и уровня напряжений.

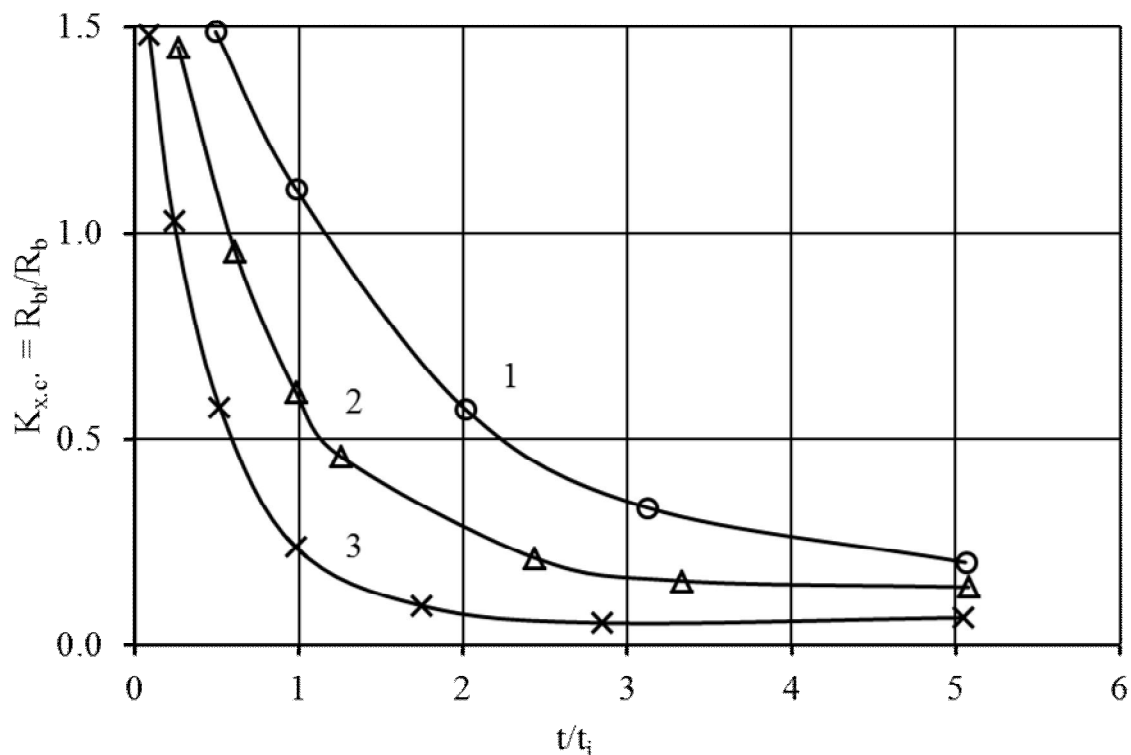


Рис.3.4. Аппроксимация экспериментальных данных

По изохронам деградации установлено, что для сульфатной жидкости при нулевом напряжении $D=4,5 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{час}$, при напряжении сжатия $0,7R_b$ имеем $D=1,8 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{час}$.

3.3 Оценка долговечности железобетонных изгибаемых элементов методом деградационных функций.

Экспериментально установлено, что после 150-200 суток контактирования цементного бетона с водным раствором, содержащим сульфат-ионы, его прочность снижается и составляет 10-15% от начальной. Следовательно, оценивая долговечность железобетонных конструкций, нормативный срок эксплуатации которых составляет несколько десятков лет, в моделях деградации можно принять $R_{bi}/R_b = 0$. Тогда деградационные функции можно представить формулами:

$$D_1 = \frac{M_{u1}}{M_{u0}} = 1 - \frac{\xi_{11}}{1 - 0,5\xi_0}, \quad D_2 = \frac{M_{u2}}{M_{u0}} = 1 - \frac{\xi_{12}}{1 - 0,5\xi_0}$$

$$D_3 = \frac{M_{u3}}{M_{u0}} = 1 - \frac{0,5\xi_{13}}{1 - 0,5\xi_0} + \frac{\frac{1}{24}\xi_{13}^2}{\xi_0(1 - 0,5\xi_0)}$$

$$D_4 = \frac{M_{u4}}{M_{u0}} = 1 - \frac{(\xi_{14} + \delta/h_0)0,5}{1 - 0,5\xi_0} + \frac{(0,5\xi_{14} + 0,5\delta/h_0)^2 \frac{1}{6} - \frac{1}{3}\xi_{14}^2 \delta/h_0}{\xi_0(1 - 0,5\xi_0)}$$

Если принять $\delta=0$, то получим функцию подобную D_3 :

$$D_4 = \frac{M_{u4}}{M_{u0}} = 1 - \frac{0,5\xi_{14}}{1 - 0,5\xi_0} + \frac{\frac{1}{24}\xi_{14}^2}{\xi_0(1 - 0,5\xi_0)}$$

$$\text{Принимаем: } \xi_{ij} = \frac{x_{ij}}{h_0} = \frac{a}{h_0} = \frac{0,1\sqrt{Dt}}{h_0};$$

$$R_{bi}/R_b = \frac{K_a}{t/t_a} = \frac{0,6}{t/1100}$$

Подставим выражения, определенные с учетом экспериментальных данных значения ξ_{ij} , R_{bi}/R_b , в деградационные функции таблицы 4.1 и определим как меняется значение деградационных функций: от длительности действия сульфат-ионов (t , час); высоты поперечного сечения изгибаемого элемента (h_0 , м); относительного содержания арматуры; отношения R_{bi}/R_b .

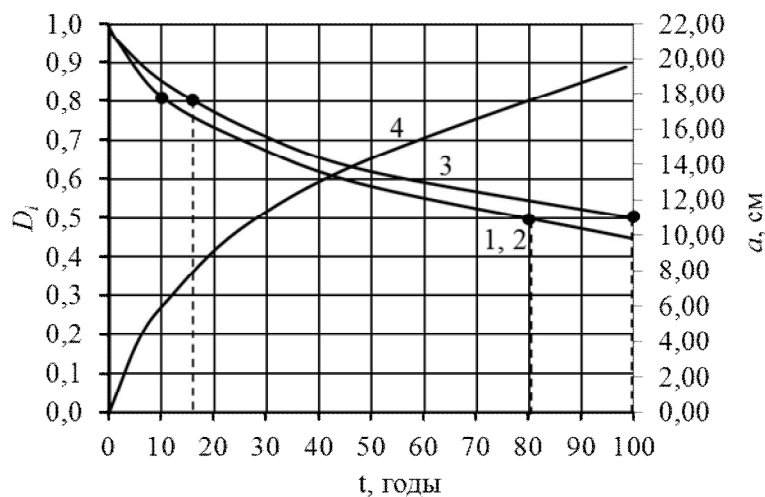


Рис. 3.5. Деградационные функции для расчетных схем 1, 2, 3.

4 - график изменения координаты фронта деградации a

На рисунке 3.5 представлены графики, анализ которых показывает: без большой погрешности для оценки долговечности железобетонных элементов можно применять модель 1.

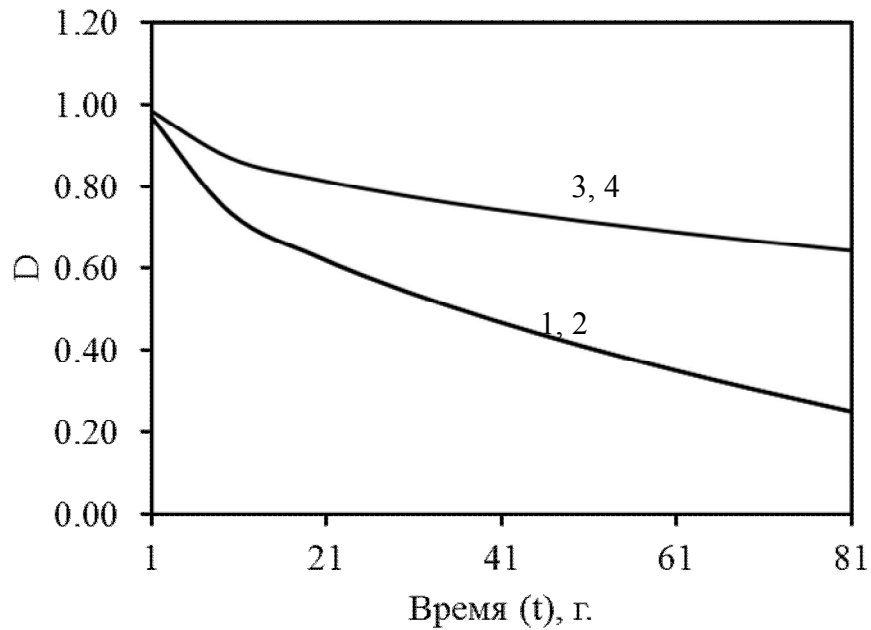


Рис. 3.6. Деграционные функции для различных моделей

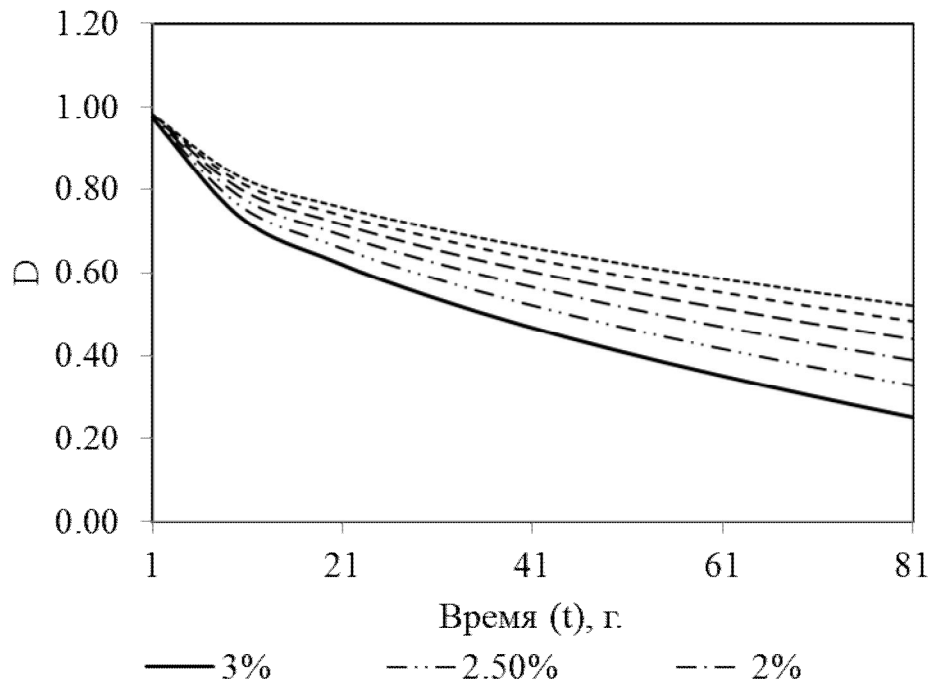


Рис. 3.7. Деграционные функции (случай 2), зависимость от коэффициента армирования

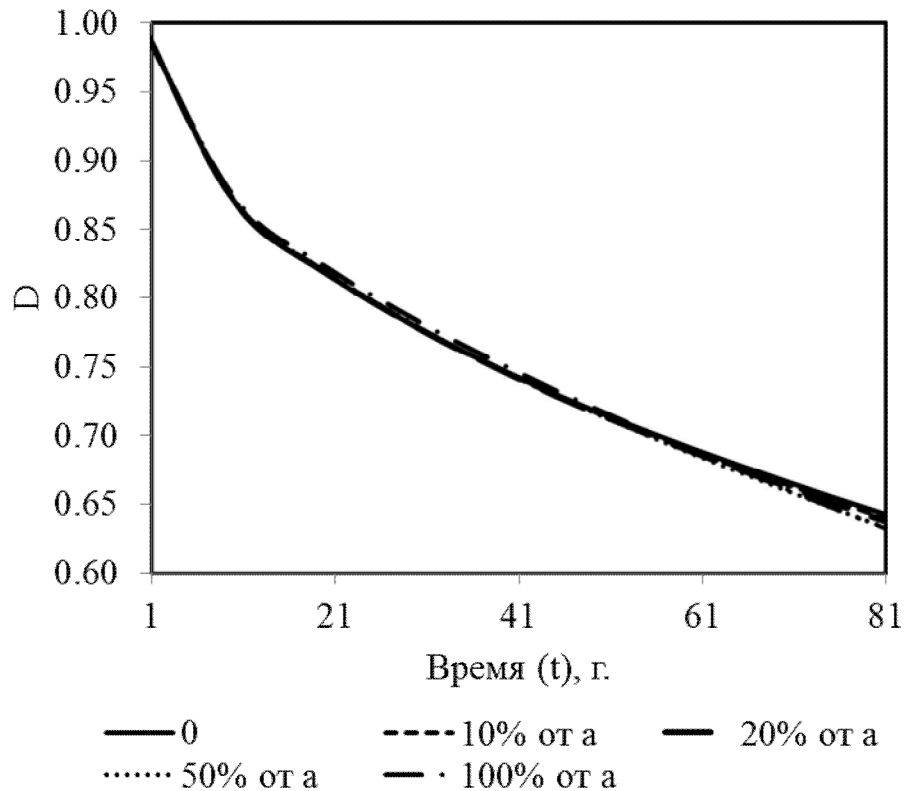


Рис. 3.8. Деградационная функция (случай 4).
Зависимость от параметра δ

На рисунке 3.6 представлены деградационные функции для случаев 1, 2, 3, 4. Из рисунка видно, что значения деградационных функций для случаев 1 и 2, 3 и 4 совпадают с незначительным расхождением. Следовательно, при определении долговечности железобетонных элементов можно использовать только 1 или 3 модель.

На рисунке 3.7 представлены графики зависимости деградационной функции от коэффициента армирования. С увеличением процента армирования влияние агрессивной среды на несущую способность увеличивается, снижение деградационной функции происходит более интенсивно.

3.4 Выводы

1. Предложена методика прогнозирования долговечности железобетонных конструкций методом деградационных функций.

2. Основные параметры деградации (ордината фронта деструкции и характеристика механизма деградации) могут быть определены по изохронам деградации.

3. Построены графики долговечности для различных феноменологических моделей.

6. Установлено, что функции деградации могут быть выражены через одну базовую деградационную функцию, определение которой наиболее доступно и достоверно.

5. Исследовано влияние некоторых расчетно-конструктивных параметров конструкций на долговечность.

ГЛАВА 4. АНАЛИЗ СТАТИСТИЧЕСКОЙ ИЗМЕНЧИВОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Расчет строительных конструкций, отражающий их реальное поведение в эксплуатации должен в полной мере базироваться на теории надежности, основанной на вероятностных методах, которые позволяют дать более объективную оценку конструкции о ее пригодности к нормальной эксплуатации. Задача обеспечения надежности тесно связана с задачей статистического контроля исходных данных, т.к. наличие обоснованных статистических характеристик расчетно-конструктивных параметров конструкций является необходимым условием для определения надежности данных конструкций [79].

Проведены статистические исследования расчетно-конструктивных параметров железобетонных конструкций.

4.1 Анализ статистической изменчивости прочности бетона железобетонных колонн

На предприятиях при изготовлении бетонной смеси и производстве сборных конструкций, а также на строительных площадках при бетонировании монолитных конструкций производится статистический контроль и приемка бетона по прочности с учетом однородности в соответствии с требованием стандарта. Контролю подлежат:

передаточная прочность бетона для предварительно напряженных конструкций;

прочность бетона в проектном возрасте для сборных и монолитных конструкций.

Контроль прочности бетона по каждому виду нормируемой прочности производят с использованием данных контроля предыдущих партий в следующем порядке:

а) определяют прочность бетона в каждой из партий, изготовленных в течение установленного стандартом периода (анализируемого);

б) вычисляют характеристики однородности прочности бетона за анализируемый период;

в) определяют по характеристикам однородности прочности бетона в анализируемом периоде требуемую прочность бетона для последующего контролируемого периода;

г) определяют прочность бетона в данной контролируемой партии, сравнивают ее с требуемой прочностью и принимают решения о приемке этой партии.

Прочность бетона колонн определяли методом ударного импульса с использованием прибора ИПС-МГ4.03 в соответствии с ГОСТ 22690-88 [26].

Испытания производились на колоннах, которые были изготовлены в 2004 г и установленных в проектное положение в 2005. Испытания проводились в 2007 году после 2 лет выдержки колонн в условиях воздействия атмосферных факторов (влаги, знакопеременных температур). Принято 3 участка испытаний на каждой колонне. Испытания проводились на боковых поверхностях образцов (по направлению бетонирования).

Для каждой партии бетона вычисляли среднюю прочность R_m , дисперсию, среднее квадратическое отклонение S_m , коэффициент вариации прочности V_m и другие статистические характеристики. Затем определяли средние значения прочности и партионного коэффициента вариации прочности бетона V_n за год.

Расчет статистических характеристик приведен в таблицах 4.1, итоговые статистические характеристики прочности бетона железобетонных колонн приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.1

Определение статистических характеристик прочности бетона колонн

Статистические характеристики	Номер партии			
	1	2	3	4
Среднее (МПа)	67.01	68.80	68.08	66.54
Стандартная ошибка	1.28	0.91	0.90	1.18
Медиана	66.24	68.40	66.50	66.49
Мода	69.64	64.07	68.32	69.85
Стандартное отклонение	7.04	4.97	4.94	6.48
Дисперсия выборки	49.53	24.67	24.44	42.04
Эксцесс	0.37	1.30	-0.60	-0.54
Асимметричность	-0.39	0.54	0.27	-0.14
Интервал	30.65	23.43	20.39	24.73
Минимум	48.50	57.74	57.96	53.11
Максимум	79.16	81.17	78.35	77.84
$V_m, \%$	10.5	7.22	7.26	9.74

Таблица 4.2

Итоговые статистические характеристики прочности бетона железобетонных колонн

Статистическая характеристика	Год проведения испытаний
	2007
1	2
Среднее	67.61
Стандартная ошибка	0.54
Медиана	67.27
Мода	67.27
Стандартное отклонение	5.92
Дисперсия выборки	35.07
Эксцесс	0.36
Асимметричность	-0.20
Интервал	32.67
Минимум	48.50
Максимум	81.17
Сумма	8112.61
Счет	120.00
$V_m, \%$	8.7
Критерий Пирсона	$\chi^2_{набл} = 11 < \chi^2_{кр} = 12.6$
Критерий Кохрена	$G_{набл.} = 0.35 < G_{кр} = 0.4$
Критерий Фишера	$F_{набл.} = 2.03 < F_{кр} = 1.86$
Z-критерий	$Z_{набл.} = 1.14 < Z_{кр} = 1.96$
Однофакторный дисперсионный анализ	$F_{набл.} = 0.44 < F_{кр} = 2.18$

При проверке статистической однородности значений расчетно-конструктивных параметров железобетонных колонн устанавливали: согласие распределения действительных отклонений параметра в объединенной выборке с теоретическим; стабильность выборочного среднего отклонения, величина которого характеризует систематические погрешности процесса; стабильность выборочного среднего квадратического отклонения, величина которого характеризует случайные погрешности процесса.

Соответствие распределения действительных отклонений теоретическому устанавливали путем сопоставления эмпирической кривой с кривой нормального распределения, построенной по найденным статистическим характеристикам.

Гипотеза о нормальном распределении генеральной совокупности проверялась сравнением эмпирических и теоретических частот с помощью критерия Пирсона при заданном уровне значимости $\alpha = 0,05$.

Стабильность статистических характеристик в выборках объемом $n \geq 30$ оценивалась по соотношению наибольших и наименьших значений этих характеристик в серии выборок. Сравнение двух дисперсий нормальных генеральных совокупностей проводилось по критерию Фишера, сравнение средних выполнялось по критерию Стьюдента. Характеристики считают стабильными, если наблюдаемое значение критерия меньше критического, т.е. $F_{\text{набл}} < F_{\text{кр}}$, $T_{\text{набл}} < T_{\text{кр}}$.

Расчет статистических характеристик экспериментальных данных и проверка статистических гипотез о виде и параметрах распределений выполнены на персональном компьютере с помощью электронных таблиц программы "Microsoft Excel".

Среднее значение прочности бетона на сжатие, полученное по результатам испытаний, составило 67.61 МПа. Среднее квадратическое отклонение бетона, характеризующее изменчивость прочности, равно 5.92 МПа. Средние значения партионного коэффициента вариации прочности бетона в проектном возрасте равно 8.7%. В нормативных документах на проектирование для тяжелых, легких и мелкозернистых бетонов установлено значение коэффициента вариации

прочности бетона равное 13,5 %, экспериментально полученное значение данного коэффициента меньше нормативной величины.

Низкие значения коэффициентов вариации прочности бетона свидетельствуют о высоком уровне производства и совершенстве технологии приготовления бетонной смеси.

Нормируемое значение прочности равное 51.66МПа, соответствует классу бетона по прочности на сжатие В45. Требуемое значение прочности (минимально допустимые значения фактической прочности бетона в партии), установленное в соответствии с достигнутой однородностью, равно 55.5 МПа.

Результаты проверки статистических гипотез о виде и параметрах распределений прочностных характеристик бетона представлены в табл. 4.3 – 4.7.

Итоговые графики распределений прочности бетона показаны на рис. 5.1.

Сравнение эмпирического и теоретического распределений по критерию согласия Пирсона показало, что изменение прочности образцов приближается к нормальному закону Гаусса.

Таблица 4.3
Сравнение дисперсий прочностных характеристик бетона по критерию Кохрена

Год проведения испытаний	Номер партий	Дисперсия выборки	Количество наблюдений	Число степеней свободы	Значение критерия $G_{наб.}$	Значение критерия $G_{крит.}$
2007	1	49.53	30	29	0.35	0.40
	2	24.67	30	29		
	3	24.44	30	29		
	4	42.04	30	29		

Таблица 4.4

Проверка гипотез о нормальном распределении прочностных характеристик по критерию согласия Пирсона

Год проведения испытаний	Номер партии	Среднее значение, МПа	Среднее квадратическое отклонение, МПа	Количество наблюдений	Число Степеней свободы	Эмпирические частоты	Теоретические частоты	Значение критерия $\chi^2_{набл}$	Значение критерия $\chi^2_{крит}$
	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2007	1	67.01	7.04	30	4	1	1	6.40	9.5
						1	3		
						5	8		
						14	9		
						5	6		
						2	2		
	2	68.80	4.97	30	4	2	1	7.50	9.5
						1	1		
						0	1		
						2	5		
						8	8		
						8	8		
	3	68.08	4.94	30	4	6	5	4.63	9.5
						5	2		
						1	1		
						0	2		
						7	7		
						9	8		
	4	66.54	6.48	30	4	5	6	6.77	9.5
						4	3		
						4	2		
						1	1		
						1	3		
						4	6		
	7	8							
	8	7							
	4	4							
	5	2							

Таблица 4.5.
Сравнение дисперсий прочностных характеристик бетона по критерию Фишера

Год проведения испытаний	Номера сравниваемых партий	Среднее значение, МПа	Дисперсия	Количество наблюдений	Число степеней свободы	Значение критерия $F_{наб.}$	Вероятность $P(F_{наб} \leq F_{крит.})$	Значение критерия $F_{крит.}$
2007	1-2	67.01	49.53	30	29	2.01	1.06^{-7}	1.86
		68.80	24.67	30	29			
	1-3	67.01	49.53	30	29	2.03	0.00377	1.86
		68.08	24.44	30	29			
	1-4	67.01	49.53	30	29	1.18	9.63^{-15}	1.86
		66.54	42.04	30	29			
	2-3	68.80	24.67	30	29	1.01	0.3156	1.86
		68.08	24.44	30	29			
	2-4	68.80	24.67	30	29	1.70	0.1571	1.86
		66.54	42.04	30	29			
	3-4	68.08	24.44	30	29	1.72	0.2347	1.86
		66.54	42.04	30	29			

Таблица 4.6.
Однофакторный дисперсионный анализ прочностных характеристик бетона

Год проведения испытаний	Номера партии	Среднее значение, МПа	Дисперсия	Сумма квадратов отклонений		Число степеней свободы		Дисперсия		Значение критерия $F_{набл.}$	Значение критерия $F_{крит.}$
				факторная, МПа	остаточная, МПа	факторной дисперсии	остаточной дисперсии	факторная	остаточная		
2007	1	67.01	49.53	4079.37	94.43	6	11	36.10	15.7	0.44	2.18
	2	68.80	24.67								
	3	68.08	24.44								
	4	66.54	42.04								

Таблица 4.7.

Двухвыборочный z-тест для средних значений прочностных характеристик бетона

Год проведения испытаний	Номера сравниваемых партий	Среднее значение, МПа	Дисперсия	Количество наблюдений	Число степеней свободы	Значение критерия $T_{\text{наб.}}$	Значение критерия $T_{\text{крит.}}$
2007	1-2	67.01	49.53	30	29	1.14	1.96
		68.80	24.67	30	29		
	1-3	67.01	49.53	30	29	0.68	1.96
		68.08	24.44	30	29		
	1-4	67.01	49.53	30	29	0.27	1.96
		66.54	42.04	30	29		
	2-3	68.80	24.67	30	29	0.57	1.96
		68.08	24.44	30	29		
	2-4	68.80	24.67	30	29	1.52	1.96
		66.54	42.04	30	29		
	3-4	68.08	24.44	30	29	1.03	1.96
		66.54	42.04	30	29		

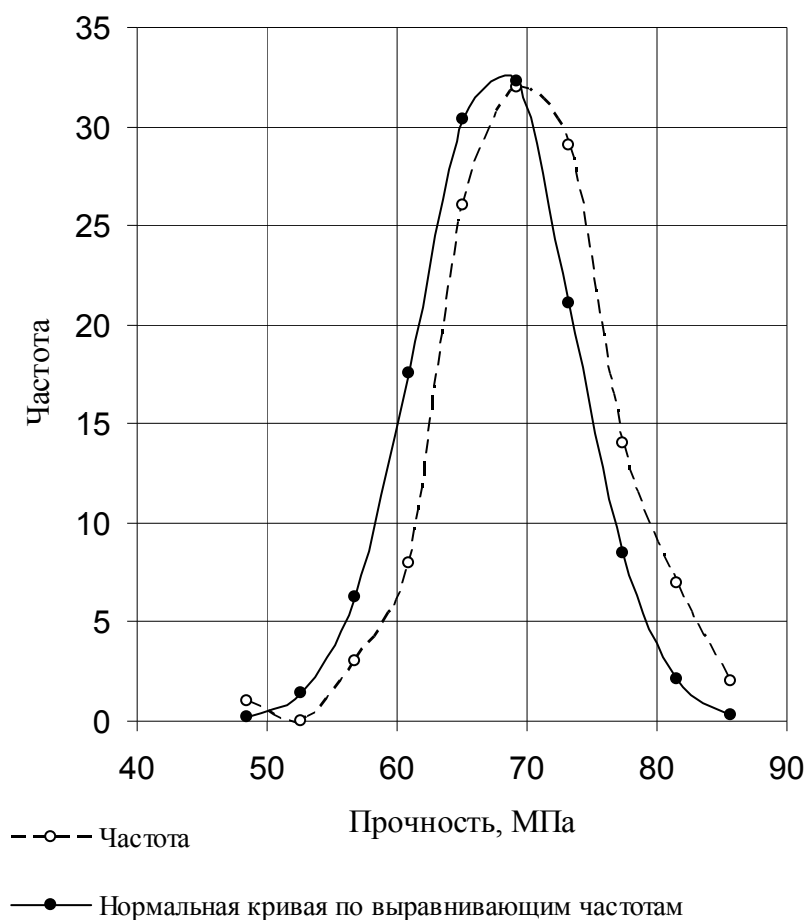


Рис. 4.1. Итоговые графики распределения прочности бетона на сжатие (2007г.)

Анализ графиков распределения прочности бетона.

Итоговая кривая графика эмпирического распределения прочности бетона (рис. 4.1) имеет «длинную» часть, расположенную слева от математического ожидания и более «острую» вершину, чем нормальная кривая, следовательно, асимметрия имеет отрицательный, а эксцесс положительный знаки. Что подтверждается данными статистического анализа. По данным итоговой таблицы 3.3 имеем асимметрию $A_s = -0.20$ и эксцесс $E_k = 0.36$. Небольшие значения данных параметров дают основания говорить о близости данного распределения к нормальному, что подтверждается данными сравнения эмпирических и теоретических частот по критерию согласия Пирсона. Так как $\chi_{теор}^2 = 11 < \chi_{кр}^2 = 12.6$, следовательно, расхождение эмпирических и теоретических частот незначительно. Данные испытаний согласуются с гипотезой о нормальном распределении.

Суммируя все выше сказанное, можно сделать вывод, что построенные теоретические кривые нормального распределения удовлетворительно отражают данные испытаний прочности бетона.

4.2 Результаты статистического анализа изменчивости геометрических параметров колонн

Выполнены измерения геометрических параметров железобетонных колонн. Исследуемые параметры - длина колонны, высота и ширина сечения. Объединенные выборки состояли из 30 объектов контроля.

В нормативно – технической и в технологической документации на конкретные объекты измерения на основе стандартов устанавливали предельную погрешность измерений, применяемые методы и средства и, при необходимости, способы обработки результатов наблюдений.

В качестве нормальных условий измерений принимали: температуру окружающей среды 293 К (20⁰С); атмосферное давление 101,3 КПа (760 мм. рт. ст.); относительную влажность окружающего воздуха 60%.

Каждый геометрический параметр строительных конструкций измеряли в нескольких наиболее характерных сечениях или местах, которые указываются в нормативно-технической, проектной или технологической документации на объект измерения.

Для уменьшения влияния систематических погрешностей на результат измерения наблюдения производили в прямом и обратном направлениях, на разных участках шкалы счетного устройства, меняя установку и настройку прибора и соблюдая другие приемы, указанные в инструкции по эксплуатации на средства измерения.

Длину, ширину, высоту сечения и другие параметры измеряли в двух крайних сечениях колонны на расстоянии 50-100 мм от краев и в соответствующем среднем его сечении.

Результаты определения геометрических параметров железобетонных колонн за 2007 г., представлены в таблицах 4.8 - 4.9.

Статистический анализ точности геометрических параметров при изготовлении железобетонных колонн проводили в соответствии с ГОСТ 23615-79 и методами математической статистики. Исследуемые параметры – длина колонны, высота и ширина сечения [79].

Статистический анализ выполняли отдельно по каждому геометрическому параметру в следующей последовательности: создавали необходимые выборки и определяли отклонения действительных значений параметра от номинального; рассчитывали статистические характеристики действительной точности параметра в выборках – среднее отклонение и среднее квадратическое отклонение; проверяли статистическую однородность полученных значений и оценивали их точность.

Выборки формировались в соответствии с характером объекта исследований и требованиями ГОСТ 18321-73. Объем выборки в 2007 г. составлял 30 объектов контроля.

Итоговые опытные и теоретические кривые распределения геометрических параметров железобетонных колонн показаны на рис. 4.2 – 4.3.

В результате статистического анализа колонн нового здания национальной библиотеки, установлены закономерности распределения действительных значений геометрических параметров (длины, высоты и ширины сечения), определены статистические характеристики точности этих параметров, проведена проверка однородности процесса.

Значения геометрических характеристик колонн является статистически однородным, так как распределение действительных отклонений геометрических параметров в объединенной выборке приближается к нормальному закону и статистические характеристики точности в серии выборок стабильны во времени.

Таблица 4.8

Итоговые статистические характеристики высоты сечения колонны

Статистическая характеристика	Год проведения испытаний
	2007
1	2
Среднее	400.24
Стандартная ошибка	0.11
Медиана	400.26
Мода	401.00
Стандартное отклонение	1.21
Дисперсия выборки	1.45
Эксцесс	0.03
Асимметричность	-0.44
Интервал	6.33
Минимум	396.50
Максимум	402.83
Сумма	48028.59
Счет	120.00
$V_m, \%$	0.3
Критерий Пирсона	$\chi^2_{набл.} = 12 < \chi^2_{кр} = 12.6$
Критерий Кочрена	$G_{набл.} = 0.41 > G_{кр} = 0.4$
Критерий Фишера	$F_{набл.} = 2.43 < F_{кр} = 1.86$
Z-критерий	$Z_{набл.} = 2.28 > Z_{кр} = 1.96$
Однофакторный дисперсионный анализ	$F_{набл.} = 1.45 < F_{кр} = 2.68$

Коэффициенты вариации, определенные по результатам измерений, составляли для ширины сечения – 0.5, 0.3, 0.3, 0.3%, высоты сечения – 0.3, 0.28, 0.26, 0.24%.

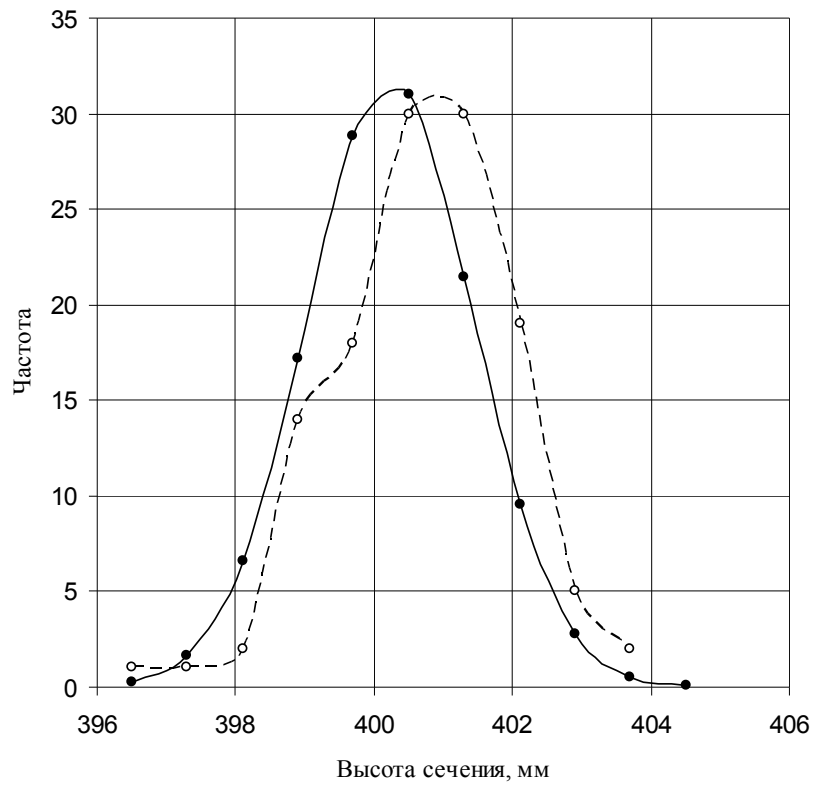
Статистические характеристики геометрических параметров колонн приведены в таблицах 4.8 – 4.9.

Таблица 4.9

Итоговые статистические характеристики ширины сечения колонны

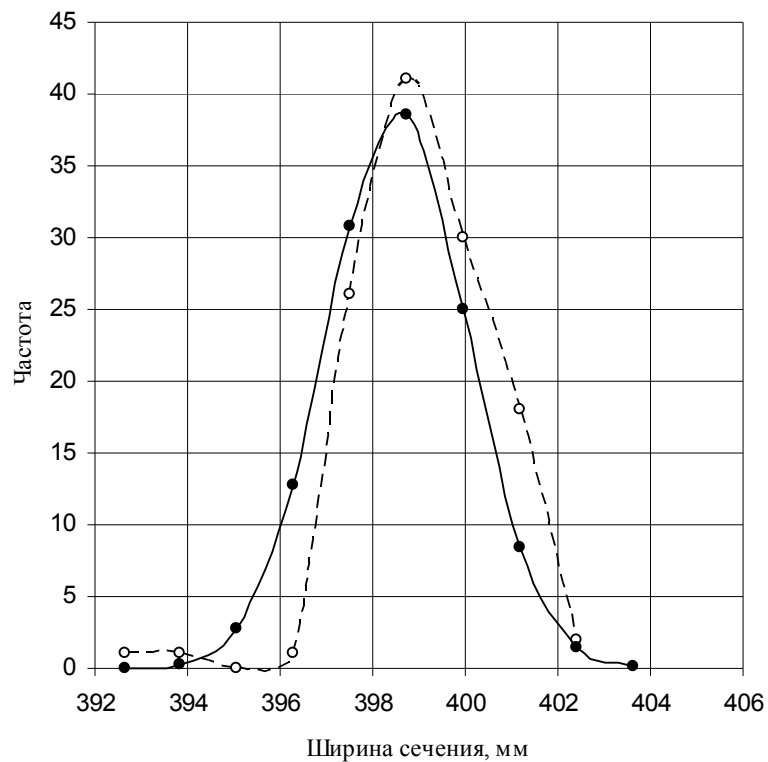
Статистическая характеристика	Год проведения испытаний
	2007
1	2
Среднее	398.55
Стандартная ошибка	0.14
Медиана	398.48
Мода	397.32
Стандартное отклонение	1.51
Дисперсия выборки	2.27
Эксцесс	2.38
Асимметричность	-0.66
Интервал	9.67
Минимум	392.63
Максимум	402.30
Сумма	47826.09
Счет	120.00
$V_m, \%$	3.7
Критерий Пирсона	$\chi^2_{набл.}=25 > \chi^2_{кр}=12.6$
Критерий Кочрена	$G_{набл.}=0.5 > G_{кр}=0.4$
Критерий Фишера	$F_{набл.}=4.01 > F_{кр}=1.86$
Z-критерий	$Z_{набл.}=0.65 > Z_{кр}=1.96$
Однофакторный дисперсионный анализ	$F_{набл.}=0.12 < F_{кр}=2.18$

Итоговая кривая графика эмпирического распределения высоты сечения колонны (рис. 4.2) имеет «длинную» часть, расположенную слева от математического ожидания и вершину близкую по форме к вершине нормальной кривой, следовательно, асимметрия имеет отрицательный знак, а эксцесс равен 0. По данным итоговой таблицы 4.8 имеем асимметрию $A_s = -0.44$ и эксцесс $E_k = 0.03$. Небольшие значения данных параметров дают основания говорить о близости данного распределения к нормальному, что подтверждается данными сравнения эмпирических и теоретических частот по критерию согласия Пирсона.



--○-- Частота

—●— Нормальная кривая по выравнивающим частотам



--○-- Частота

—●— Нормальная кривая по выравнивающим частотам

Рис. 4.2 - 4.3 Итоговые графики распределения геометрических параметров колонны (2007г.)

Так как $\chi_{теор}^2 = 12 < \chi_{кр}^2 = 12.6$, следовательно, расхождение эмпирических и теоретических частот незначительно. Данные испытаний согласуются с гипотезой о нормальном распределении.

Итоговая кривая графика эмпирического распределения ширины сечения колонны (рис. 4.3) имеет «длинную» часть, расположенную слева от математического ожидания и более высокую и «острую» вершину, чем нормальная кривая, следовательно, асимметрия имеет отрицательный, а эксцесс положительный знаки. По данным итоговой таблицы 4.9 имеем асимметрию $A_s = -0.66$ и эксцесс $E_k = 2.68$. Небольшие значения данных параметров дают основания говорить о близости данного распределения к нормальному. По критерию согласия Пирсона так как $\chi_{теор}^2 = 25 > \chi_{кр}^2 = 12.6$, следовательно, расхождение эмпирических и теоретических частот значительно.

На основе полученных данных можно сделать вывод о том, что полученные значения ширины и высоты сечения колонн является статистически однородным, так как распределение действительных отклонений геометрических параметров в объединенной выборке приближается к нормальному закону.

Вывод. Основываясь на результатах статистического анализа, установили соответствие полученных значений заданной точности в соответствии с определенным классом точности по ГОСТ21779-82.

4.3. Статистическая оценка расчетно - конструктивных параметров железобетонных плит

Проведены статистические исследования расчетно-конструктивных параметров железобетонных многопустотных плит. Оценка изменчивости параметров выполнялась по результатам статистического анализа, полученным за последние два года (2011 – 2012 г.).

Оценка прочности бетона в конструкциях проводилась с учетом требований ГОСТ 18105-86 на основании результатов кратковременных статических

испытаний специально изготовленных контрольных образцов бетона по ГОСТ 10180-90.

Расчет статистических характеристик приведен в таблицах 4.10.

Таблица 4.10

Итоговые статистические характеристики прочности бетона

СТАТИСТИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ	ГОД ПРОВЕДЕНИЯ ИСПЫТАНИЙ	
	2011г.	2012г.
1	2	3
ПЕРЕДАТОЧНАЯ ПРОЧНОСТЬ, МПА		
Среднее	29,795	27,894
Медиана	31,900	26,600
Мода	32,300	26,600
Стандартное отклонение	2,730	2,357
Дисперсия	7,451	5,557
Эксцесс	-1,869	-0,224
Асимметрия	-0,300	1,287
Интервал	6,400	8,500
Минимум	26,100	25,600
Максимум	32,500	34,100
Коэффициент вариации V_n , %	4,950	4,090
Критерий Пирсона	$\chi^2_{набл.} = 166,4 > \chi^2_{кр.} (0,05;1) = 3,8$	$\chi^2_{набл.} = 202,8 > \chi^2_{кр.} (0,05;3) = 7,8$
Критерий Кохрена	$G_{набл.} = 0,525 > G_{кр.} (0,05;29;4) = 0,39$	$G_{набл.} = 0,3 > G_{кр.} (0,05;29;7) = 0,24$
Критерий Фишера	$F_{набл.} = 1,341 > F_{кр.} (0,05;116;203) = 1,31$	
Z-критерий	$Z_{набл.} = 6,3 > Z_{кр.} = 1,96$	
Однофакторный дисперсионный анализ	$F_{набл.} = 59,98 > F_{кр.} = 2,683$	$F_{набл.} = 32,38 > F_{кр.} = 2,145$
ПРОЕКТНАЯ ПРОЧНОСТЬ, МПА		
Среднее	41,996	38,974
Медиана	41,900	38,100
Мода	40,800	38
Стандартное отклонение	1,299	1,687
Дисперсия	1,687	2,845
Эксцесс	-0,973	1,241
Асимметрия	0,200	1,556
Интервал	4,700	6,500
Минимум	39,800	37,400
Максимум	44,500	43,900
Коэффициент вариации V_n , %	3,050	1,740
Критерий Пирсона	$\chi^2_{набл.} = 6,39 > \chi^2_{кр.} (0,05;2) = 6$	$\chi^2_{набл.} = 96,65 > \chi^2_{кр.} (0,05;2) = 6$
Критерий Кохрена	$G_{набл.} = 0,3 < G_{кр.} (0,05;29;4) = 0,39$	$G_{набл.} = 0,88 > G_{кр.} (0,05;29;3) = 0,496$
Критерий Фишера	$F_{набл.} = 1,69 > F_{кр.} (0,05;87;119) = 1,394$	
Z-критерий	$Z_{набл.} = 14 > Z_{кр.} = 1,96$	
Однофакторный дисперсионный анализ	$F_{набл.} = 2,05 < F_{кр.} = 2,683$	$F_{набл.} = 77,19 > F_{кр.} = 3,104$

Средние значения передаточной прочности и прочности бетона на сжатие в проектном возрасте, полученные по результатам испытаний стандартных образцов в АО "ЖЕЛЕЗОБЕТОН", составили 29,79 и 42,0 МПа в 2011 г., 27,89 и 38,97 МПа в 2012 г.

Средние квадратические отклонения передаточной прочности и прочности бетона в проектном возрасте, характеризующие изменчивость прочности, равны соответственно 2,73 и 1,30 МПа в 2011г., 2,36 и 1,69 МПа в 2012г.

Средние значения партионных коэффициентов вариации передаточной прочности и прочности бетона в проектном возрасте равны соответственно 4,95 и 3,05 % (2011г.), 4,09 и 1,74 % (2012) г. Эти значения меньше коэффициента вариации прочности бетона при сжатии 13,5 %, принятого в нормах на проектирование по результатам опытных исследований для тяжелых, мелкозернистых и легких бетонов, проведенных на заводах железобетонных изделий в стране.

Низкие значения коэффициентов вариации прочности бетона свидетельствуют о статистической однородности полученных значений.

4.4 Результаты определения геометрических параметров плит перекрытий

Измерения геометрических параметров железобетонных плит перекрытий безопалубочного формования выполнены в 2011 – 2012 г. Исследуемые параметры - длина плиты, высота сечения, ширина и толщина верхней полки, ширина ребра и толщина защитного слоя бетона. Объединенные выборки состояли из 100 и 40 объектов контроля в 2010 и 2011 г., из 30 плит, изготовленных в 2012 г. [80].

В нормативно – технической и в технологической документации на конкретные объекты измерения на основе стандартов устанавливали предельную погрешность измерений, применяемые методы и средства и, при необходимости, способы обработки результатов наблюдений.

В качестве нормальных условий измерений принимали: температуру окружающей среды 293 К (20⁰С); атмосферное давление 101,3 КПа (760 мм. рт. ст.); относительную влажность окружающего воздуха 60%.

Каждый геометрический параметр строительных конструкций измеряли в нескольких наиболее характерных сечениях или местах, которые указываются в нормативно-технической, проектной или технологической документации на объект измерения.

Длину, ширину, высоту сечения и другие параметры измеряли в двух крайних сечениях плиты на расстоянии 50-100 мм от краев и в соответствующем среднем его сечении.

При определении точности статистических характеристик геометрических параметров(длина плиты, высота и ширина сечения, толщина верхней полки, суммарная ширина ребра и толщина защитного слоя бетона) конструкций руководствовались ГОСТ 23615-79 и методами математической статистики.

Статистический анализ выполняли отдельно по каждому геометрическому параметру в соответствии с методикой, описанной в пункте 2.2.

Порядок формирования выборки для обеспечения ее представительности и случайности определяли в соответствии с характером объекта исследований и требованиями ГОСТ 18321-73. Объединенные выборки состояли из 100 и 40 объектов контроля, изготовленных в 2010 и 2011 г. соответственно, и 30 объектов, изготовленных в 2012 г.

В результате статистического анализа плит перекрытий, изготовленных на технологической линии «Тэнсиланд», установлены закономерности распределения действительных значений геометрических параметров (длины, ширины и толщины верхней полки, высоты сечения и ширины ребра, толщины защитного слоя бетона), определены статистические характеристики точности этих параметров, проведена проверка однородности процесса.

Итоговые данные представлены в итоговых таблицах 4.11.

Таблица 4.11

Итоговые статистические характеристики геометрических параметров плит перекрытий

СТАТИСТИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ	ГОД ПРОВЕДЕНИЯ ИЗМЕРЕНИЙ		
	2010г.	2011	2012
1	2	3	4
ДЛИНА, ММ			
Среднее	-	5994,525	5999,067
Стандартная ошибка	-	0,726	0,398
Медиана	-	5995	5999,500
Мода	-	5995	5999
Стандартное отклонение	-	4,591	2,180
Дисперсия	-	21,076	4,754
Экссесс	-	-0,801	0,657
Асимметрия	-	-0,029	-0,989
Интервал	-	17	9
Минимум	-	5986	5993
Максимум	-	6003	6002
Сумма	-	239781	179972
Счёт	-	40	30
Уровень надёжности (0,95%)	-	1,383	0,608
Коэффициент вариации V_n , %	-	0,077	0,036
Критерий Пирсона	-	$\chi^2_{набл.} = 5,05 < \chi^2_{кр.} = 6$	$\chi^2_{набл.} = 6,66 > \chi^2_{кр.} = 3,8$
Критерий Фишера	-	$F_{набл.} = 4,505 > F_{кр.}(0,05; 39; 29) = 1,81$	
Z-критерий	-	$Z_{набл.} = 5,48 > Z_{кр.} = 1,96$	
Однофакторный дисперсионный анализ	-	$F_{набл.} = 29,53 > F_{кр.} = 3,98$	
ШИРИНА ВЕРХНЕЙ ПОЛКИ, ММ			
Среднее	1173,620	1173,325	1173,552
Стандартная ошибка	0,378	0,441	0,376
Медиана	1173	1173	1173,667
Мода	1171	1174	1173
Стандартное отклонение	3,776	2,786	2,024
Дисперсия	14,258	7,763	4,097
Экссесс	0,726	0,314	-0,298
Асимметрия	0,847	0,447	-0,195
Интервал	21	12	8
Минимум	1165	1168	1169,667
Максимум	1186	1180	1177,667
Уровень надёжности (0,95%)	0,749	0,846	0,770
Коэффициент вариации V_n , %	0,32174	0,23747	0,172486
Критерий Пирсона	$\chi^2_{набл.} = 18,14 > \chi^2_{кр.} = 7,8$	$\chi^2_{набл.} = 7,58 < \chi^2_{кр.} = 9,5$	$\chi^2_{набл.} = 2,93 < \chi^2_{кр.} = 6$
Критерий Фишера	$F_{набл.} = 3,48 > F_{кр.}(0,05; 99; 28) = 1,73$		
Z-критерий	$Z_{набл.} = 0,5 < Z_{кр.} = 1,96$		
Однофакторный дисперсионный анализ	$F_{набл.} = 0,113 < F_{кр.} = 3,05$		

Таблицы 4.11
Продолжение

1	2	3	4
ВЫСОТА СЕЧЕНИЯ ПЛИТЫ, ММ			
Среднее	224,490	222,675	221,083
Стандартная ошибка	0,292	0,553	0,471
Медиана	224,500	222	221,500
Мода	223	222	223
Стандартное отклонение	2,922	3,496	2,580
Дисперсия	8,535	12,225	6,657
Эксцесс	0,183	-0,560	-0,076
Асимметрия	-0,240	0,025	-0,690
Интервал	16	14	10
Минимум	216	216	216
Максимум	232	230	226
Сумма	22449	8907	6632,500
Счёт	100	40	30
Уровень надёжности (0,95%)	0,580	1,033	0,800
Коэффициент вариации V_n , %	1,301	1,570	1,167
Критерий Пирсона	$\chi^2_{набл.} = 3,8 < \chi^2_{кр.} = 6$	$\chi^2_{набл.} = 3,68 < \chi^2_{кр.} = 3,8$	$\chi^2_{набл.} = 1,36 < \chi^2_{кр.} = 3,8$
Критерий Фишера	$F_{набл.} = 1,84 > F_{кр.}(0.05; 39; 29) = 1.81$		
Критерий Стьюдента	$Z_{набл.} = 6,15 > z_{кр.} = 1,96$		
Однофакторный дисперсионный анализ	$F_{набл.} = 16,55 > F_{кр.} = 3,05$		
СУММАРНАЯ ШИРИНА РЕБРА, ММ			
Среднее	-	427,825	425,333
Стандартная ошибка	-	1,924	5,834
Медиана	-	429	420
Мода	-	429	381
Стандартное отклонение	-	12,167	31,952
Дисперсия	-	148,046	1020,920
Эксцесс	-	-0,623	-0,174
Асимметрия	-	-0,277	0,675
Интервал	-	49	116
Минимум	-	400	381
Максимум	-	449	497
Сумма	-	17113	12760
Счёт	-	40	30
Уровень надёжности (0,95%)	-	3,554	11,920
Коэффициент вариации V_n , %	-	2,844	7,512
Критерий Пирсона	-	$\chi^2_{набл.} = 5,35 > \chi^2_{кр.} = 3,8$	$\chi^2_{набл.} = 2,71 < \chi^2_{кр.} = 6$
Критерий Фишера	-	$F_{набл.} = 6,896 > F_{кр.}(0.05; 49; 39) = 1.76$	
Z-критерий	-	$Z_{набл.} = 0,41 < z_{кр.} = 1,96$	
Однофакторный дисперсионный анализ	-	$F_{набл.} = 0,205 < F_{кр.} = 3,98$	

Таблицы 4.11
Окончание

1	2	3	4
ТОЛЩИНА ВЕРХНЕЙ ПОЛКИ, ММ			
Среднее	-	29,400	31,575
Стандартная ошибка	-	0,223	0,742
Медиана	-	29	30,813
Мода	-	29	31
Стандартное отклонение	-	1,411	4,061
Дисперсия	-	1,990	16,495
Экссесс	-	0,610	0,457
Асимметрия	-	0,734	0,982
Интервал	-	6	15
Минимум	-	27	26
Максимум	-	33	41
Сумма	-	1176	947,250
Счёт	-	40	30
Уровень надёжности (0,95%)	-	0,506	0,886
Коэффициент вариации V_n , %	-	4,798	12,863
Критерий Пирсона	-	$\chi^2_{набл.} = 0,59 < \chi^2_{кр.} = 3,8$	$\chi^2_{набл.} = 3,35 < \chi^2_{кр.} = 3,8$
Критерий Фишера	$F_{набл.} = 8,289 > F_{кр.}(0,05; 29; 39) = 1,76$		
Критерий Стьюдента	$Z_{набл.} = 2,815 > Z_{кр.} = 1,96$		
Однофакторный дисперсионный анализ	$F_{набл.} = 9,92 > F_{кр.} = 3,98$		
ТОЛЩИНА ЗАЩИТНОГО СЛОЯ НИЖНЕЙ АРМАТУРЫ, ММ			
Среднее	23,220	23	21,610
Стандартная ошибка	0,189	0,268	0,364
Медиана	23	23	21,750
Мода	23	23	19,500
Стандартное отклонение	1,889	1,695	1,962
Дисперсия	3,567	2,872	3,849
Экссесс	-0,543	-0,794	0,584
Асимметрия	0,318	-0,166	0,591
Интервал	8	6	8,500
Минимум	19	20	18,500
Максимум	27	26	27
Сумма	2322	920	626,75
Счёт	100	40	29
Уровень надёжности (0,95%)	0,375	0,441	0,746
Коэффициент вариации V_n , %	8,134	7,368	9,078
Критерий Пирсона	$\chi^2_{набл.} = 8,15 > \chi^2_{кр.} = 6$	$\chi^2_{набл.} = 1,634 < \chi^2_{кр.} = 6$	$\chi^2_{набл.} = 3,78 < \chi^2_{кр.} = 3,8$
Критерий Фишера	$F_{набл.} = 1,34 < F_{кр.}(0,05; 28; 39) = 1,77$		
Критерий Стьюдента	$Z_{набл.} = 3,92 > Z_{кр.} = 1,96$		
Однофакторный дисперсионный анализ	$F_{набл.} = 8,51 > F_{кр.} = 3,98$		

Значения геометрических характеристик плит является статистически однородным, так как распределение действительных отклонений геометрических параметров в объединенной выборке приближается к нормальному закону и статистические характеристики точности в серии выборок стабильны во времени.

Коэффициенты вариации, определенные по результатам измерений за последние три года (2010 – 2012 г.), составляли для длины плиты - 0,077, 0,036%, ширины верхней полки – 0,321, 0,237, 0,172%, высоты сечения – 1,301, 1,570, 1,67%, толщины защитного слоя нижней арматуры 8,134, 7,368, 9,078%. Низкие значения коэффициентов вариации прочности бетона свидетельствуют о малом отклонении полученных значений от среднего.

На рисунке 4.4 приведены итоговые графики распределения геометрических параметров плиты.

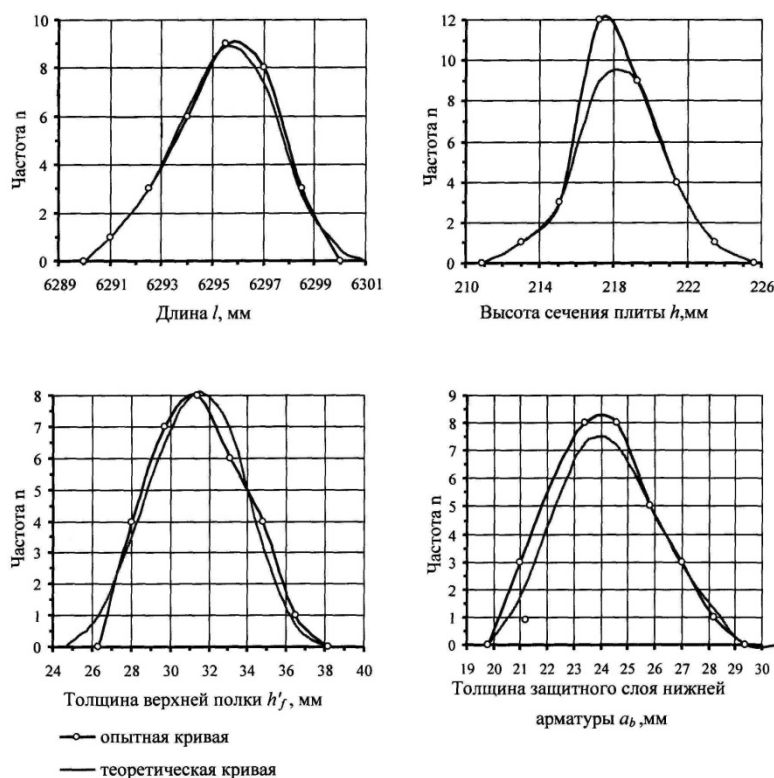


Рис.4.4. Итоговые графики распределения геометрических параметров плит (2012 г.)

В результате статистического анализа плит перекрытий установлены закономерности распределения действительных значений геометрических параметров (длины, ширины плиты и толщины верхней полки, высоты сечения и

ширины ребра, толщины защитного слоя бетона), определены статистические характеристики точности этих параметров и проверка их однородности.

Технологический процесс изготовления плит является статистически однородным, так как распределение действительных отклонений геометрических параметров в объединенной выборке приближается к нормальному закону и статистические характеристики точности в серии выборок стабильны во времени

4.5 Выводы по главе.

1. В результате статистического анализа, определены обоснованные статистические характеристики расчетно-конструктивных параметров железобетонных плит и колонн. Полученные данные дают возможность произвести вероятностный расчет данных конструкций на надежность и долговечность.

2. В результате сравнения теоретической и экспериментальной кривой распределения значений расчетно-конструктивных параметров и проверки статистических гипотез установлено, что значения расчетно-конструктивных параметров исследуемых железобетонных конструкций являются статистически однородными, и согласуются с действительными значениями.

3. Расчетно-конструктивные параметры исследуемых конструкций являются случайными величинами распределенными по нормальному закону со следующими параметрами распределения.

Для колонн:

- для прочности бетона среднее значение 67.61 МПа, среднее квадратическое отклонение 5.92 МПа,

- для высоты сечения колонны среднее значение 400.24 мм, среднее квадратическое отклонение 1.21мм,

- для ширины сечения колонны среднее значение 398.55 мм, среднее квадратическое отклонение 1.51мм.

Для плит (2012г.):

- для передаточной прочность среднее значение 27.894 МПа, среднее квадратическое отклонение 2,357 мм,
- для проектной прочность среднее значение 38.974 МПа, среднее квадратическое отклонение 1,687 мм,
- для длины плиты среднее значение 5999,067 мм, среднее квадратическое отклонение 2,180 мм,
- для ширины верхней полки сечения среднее значение 1173.552 мм, среднее квадратическое отклонение 2.024 мм,
- для высоты сечения плиты среднее значение 221.083 мм, среднее квадратическое отклонение 2.580 мм,
- для толщины защитного слоя плиты среднее значение 21.610 мм, среднее квадратическое отклонение 1.962 мм.

ГЛАВА 5 ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1 Определение обеспеченности несущей способности железобетонных внецентренно сжатых элементов

Метод предельных состояний является полувероятностным. Теория вероятностей применяется при рассмотрении каждой исходной случайной величины в отдельности, учитывается статистическая изменчивость нагрузки и механических характеристик материалов, различные условия работы бетона и арматуры, изготовления и эксплуатации элементов зданий и сооружений, но не решается задача надежности конструкций [58].

Цель работы заключалась в проверке обеспеченности несущей способности железобетонных внецентренно сжатых элементов, запроектированных по действующим нормам.

Необходимо было решить следующие задачи: составить программу вероятностного расчета железобетонных колонн; определить величину обеспеченности несущей способности конструкции при различном количестве статистических испытаний; построить гистограммы относительных частот функции распределения прочности.

В процессе работы составлен комплекс программ для автоматизированного расчета надежности железобетонных колонн. Блок – схема программы вероятностного расчета колонны представлена в приложении 1-5.

Детерминированный расчет выполняем по формулам СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции». При этом отказом конструкций считается невыполнение требования по прочности нормальных сечений внецентренно сжатых элементов. Для вероятностного расчета используется метод статистических испытаний [57].

Предельную несущую способность железобетонной колонны определяем по следующему алгоритму. Основные буквенные обозначения приняты по СНиП 2.03.01-84*.

Вводим исходные данные: высоту и ширину сечения элемента (b и h), расчетную длину колонны (l_0), расчетные сопротивления бетона и арматуры (R_b и R_s, R_{sc}), модули упругости бетона и арматуры (E_b и E_s), коэффициент армирования (μ), случайный эксцентриситет (e_0), коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки (φ_1), расстояния от равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' до ближайшей грани сечения (a и a').

Обозначаем полученное значение несущей способности $N_{снII}$.

Произведем вероятностный расчет колонны методом статистических испытаний и определим величину обеспеченности несущей способности.

В качестве случайных величин принимаем прочность бетона \tilde{R}_b , прочность арматуры \tilde{R}_s и эксцентриситет приложения продольной силы \tilde{e}_0 .

При анализе надежности внецентренно сжатого элемента среднее значение сопротивления бетона \bar{R}_b и среднее квадратическое отклонение s_{R_b} призмной прочности бетона определяются по формулам [57]:

$$\bar{R}_b = \frac{R_b''}{1.07(1 - 2\nu_b)} \quad (5.1)$$

$$s_{R_b} = \bar{R}_b \nu_b, \quad (5.2)$$

где ν_b – коэффициент вариации.

Среднее значение сопротивления арматуры \bar{R}_s и среднее квадратическое отклонение s_{R_s} призмной прочности бетона определяются по формулам:

$$\bar{R}_s = \frac{R_s''}{1 - 1.64\nu_s} \quad (5.3)$$

$$s_{R_s} = \bar{R}_s \nu_s \quad (5.3^*)$$

Все случайные величины распределены по нормальному закону.

Значение вероятностной несущей способности $\tilde{N}_{вер}$ получаем аналогично

$N_{\text{снуп}}$. При этом принимаем в формуле (5.4) значение $\delta = \frac{\tilde{e}_0}{h}$.

За отказ принимаем выполнение условия:

$$\tilde{N}_{\text{вер}} < N_{\text{снуп}} \quad (5.4)$$

т.е. отказ фиксируется при величине несущей способности меньшей полученной при расчете по нормам.

Частоту отказов, полученную в результате вероятностного расчета, принимаем равной вероятности отказа конструкции P_f , тогда обеспеченность несущей способности P_s можно определить по формуле:

$$P_s = 1 - P_f \quad (5.5)$$

Генерация случайных величин

Предполагаем, что случайные величины прочность бетона \tilde{R}_b , прочность арматуры \tilde{R}_s и эксцентриситет приложения продольной силы \tilde{e}_0 , распределены по нормальному закону.

Нормальное распределение вероятностей непрерывной случайной величины описывается плотностью:

$$f(x) = \frac{1}{2\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-a)^2}{2\sigma^2}} \quad (5.6)$$

где

a – математическое ожидание случайной величины,

σ – среднее квадратическое отклонение нормального распределения,

x – случайная величина.

Функция нормального распределения имеет вид:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) \quad (5.7)$$

Генерацию случайных величин производим с использованием датчика случайных чисел с равномерным распределением на интервале $[0,1]$ производим в следующем порядке.

Приравниваем случайное число, полученное с использованием датчика

случайных чисел, (ξ) выражению (5.3).

$$\int_{-\infty}^x f(x)dx = \xi$$

$$\text{откуда } \int_{-\infty}^x f(x)dx - \xi = 0 \quad (5.8)$$

Решаем полученное уравнение относительно x .

Для вычисления определенного интеграла в формулах используем метод Симпсона. В соответствии, с которым отрезок на котором происходит интегрирование функции, разбиваем на n элементарных отрезков (чем больше n тем выше точность интегрирования функции). Формула Симпсона имеет вид:

$$\int_a^b f(x)dx = \frac{h}{3}(f(a) + f(b) + 4f(a+h) + 2f(a+2h) + 4f(a+3h) + 2f(a+4h) \dots)$$

де $h = \frac{a+b}{2}$ - шаг интегрирования.

В качестве примера рассмотрим определение обеспеченности несущей способности железобетонной колонны, запроектированной по СНиП 2.03.01-84*.

Колонна имеет квадратное поперечное сечение с размерами $h = b = 0.3\text{ м}$. Длина колонны $l = 4.8\text{ м}$. Бетон тяжелый класса В20, продольная арматура класса А-III. Коэффициент армирования сечения $\mu_1 = 0.025$. Выполним расчет по СНиП 2.03.01-84*.

В результате вычислений получим предельную несущую способность, которая составляет для данной колонны $N_{\text{СНИП}} = 1497.929\text{ кН}$.

Произведем вероятностный расчет и определим частоту отказов в соответствии с выбранным критерием отказа.

Для случайного сопротивления бетона и арматуры принимаем нормальный закон со следующими параметрами распределения [39]:

$$\text{средние значения } \bar{R}_b = 19.2\text{ МПа}, \bar{R}_s = 466.5\text{ МПа};$$

$$\text{средние квадратические отклонения } S_{R_b} = 2.59\text{ МПа}, S_{R_s} = 45.7\text{ МПа}.$$

Случайный эксцентриситет также принимаем распределенным по нормальному закону. Математическое ожидание эксцентриситета принимаем

равным $\bar{e}_0 = 0$. Для относительного эксцентриситета: $S_{e_{отн}} = 0.34$. Относительный эксцентриситет равен $e_{отн} = \frac{e_0}{r}$. Тогда стандарт случайного эксцентриситета можно определить как $S_{e_0} = S_{e_{отн}} \cdot r$.

Количество испытаний назначаем равным 100, 1000, 5000 и 10000. Вычисленная частота отказов составляет 0,0400; 0,0320; 0,0458; 0,0421 соответственно. Обеспеченность несущей способности запроектированной по нормам железобетонной колонны составит 0,9600; 0,9680; 0,9542; 0,9579.

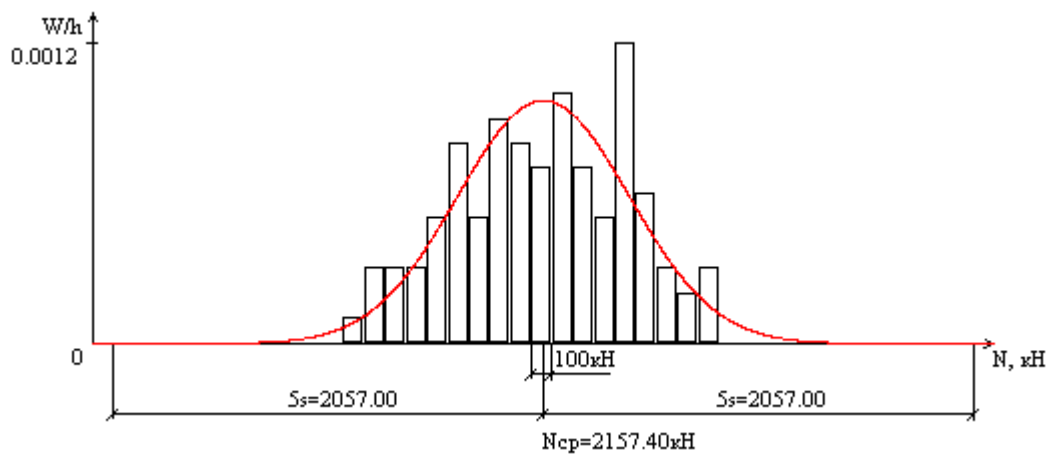


Рис. 5.1 Гистограмма частот функции распределения несущей способности при количестве испытаний равном 100

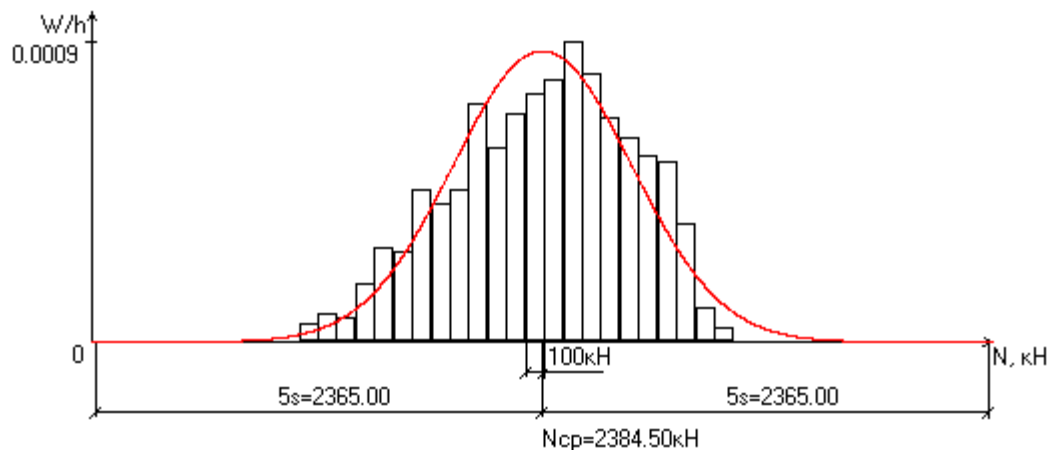


Рис. 5.2 Гистограмма частот функции распределения несущей способности при количестве испытаний равном 1000

По результатам вычислений построены гистограммы и графики функции распределения несущей способности рассматриваемой внецентренно сжатой колонны, которые показаны на рис. 5.1 – 5.4 при различном количестве статистических испытаний.

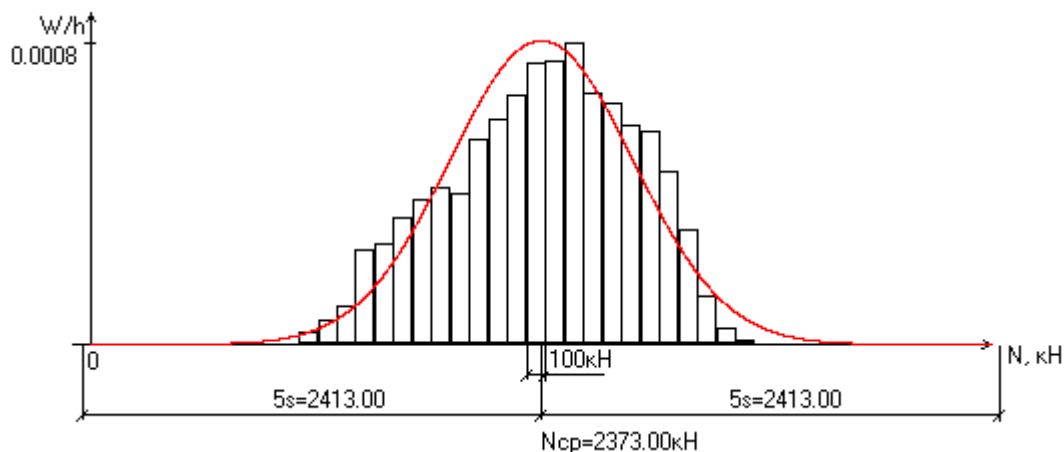


Рис. 5.3 Гистограмма частот функции распределения несущей способности при количестве испытаний равном 5000

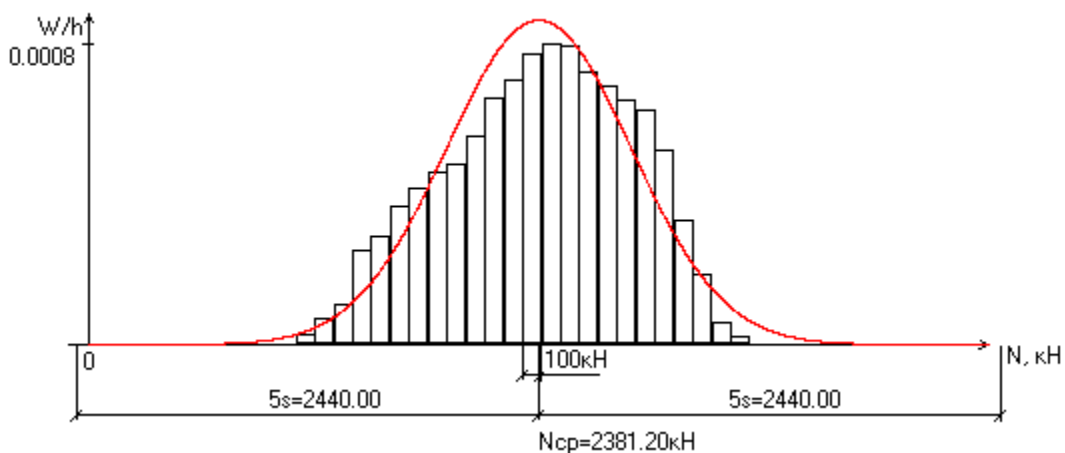


Рис. 5.4 Гистограмма частот функции распределения несущей способности при количестве испытаний равном 10000

Определим обеспеченность несущей способности железобетонной колонны по результатам обследования. Колонна имеет квадратное поперечное сечение с размерами $h = b = 0.4\text{ м}$. Длина колонны равна высоте подвала $l = 3.3\text{ м}$. Бетон принимаем по результатам экспериментальных испытаний класса В50, коэффициент вариации для бетона по экспериментальным данным принимаем равным $v_b = 8.7\%$, продольная арматура класса А-III. Коэффициент армирования

сечения $\mu_1 = 0.0315$.

В результате вычислений по СНиП 2.03.01-84* получим предельную несущую способность, для данной колонны $N_{СНиП} = 1497.929 \text{ кН}$.

Произведем вероятностный расчет и определим частоту отказов в соответствии с выбранным критерием отказа.

Для случайного сопротивления бетона и арматуры принимаем нормальный закон со следующими параметрами распределения /39/:

средние значения $\bar{R}_b = 40.59 \text{ МПа}$, $\bar{R}_s = 466.5 \text{ МПа}$;

средние квадратические отклонения $S_{R_b} = 3.531 \text{ МПа}$, $S_{R_s} = 45.7 \text{ МПа}$.

Количество испытаний назначаем равным 100, 1000, 5000 и 10000. Вычисленная частота отказов составляет 0,0100; 0,0500; 0,0486; 0,0421 соответственно. Обеспеченность несущей способности запроектированной по нормам железобетонной колонны составит 0,9900; 0,9500; 0,9514; 0,9579.

По результатам вычислений построены гистограммы и графики частот функции распределения несущей способности рассматриваемой внецентренно сжатой колонны, которые показаны на рис. 5.5 – 5.8.

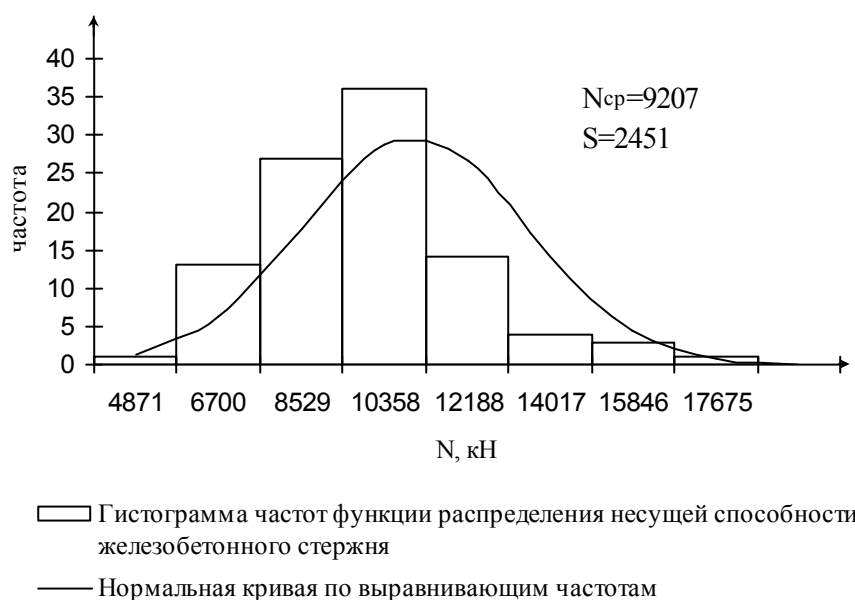


Рис. 5.5 Гистограмма частот функции распределения несущей способности при количестве испытаний равном 100

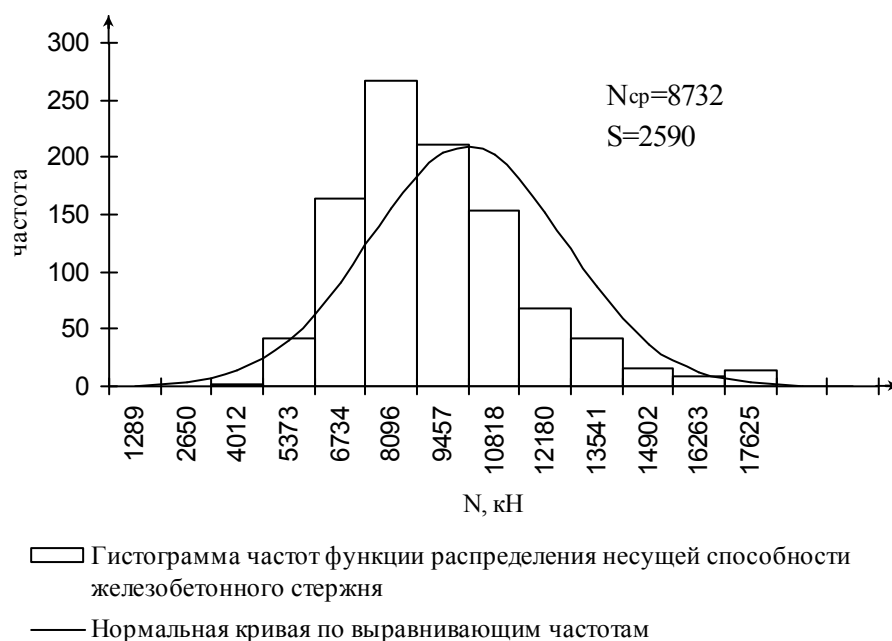


Рис. 5.6 Гистограмма частот функции распределения несущей способности при количестве испытаний равном 1000

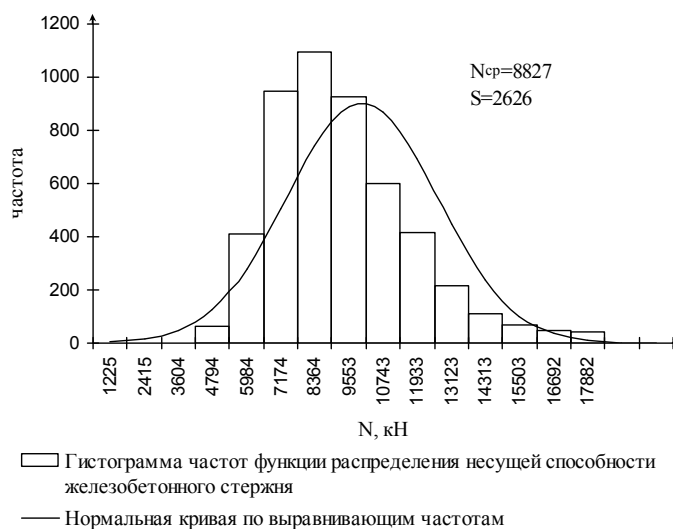


Рис. 5.7 Гистограмма частот функции распределения несущей способности при количестве испытаний равном 5000

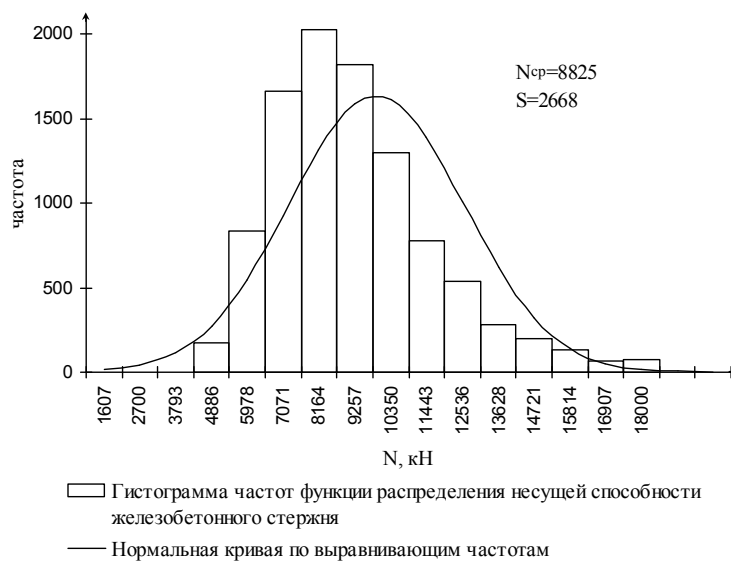


Рис. 5.8 Гистограмма частот функции распределения несущей способности при количестве испытаний равном 10000

Анализируя полученные гистограммы можно сделать вывод, что гистограмма частот функции распределения несущей способности при достаточном количестве испытаний близко соответствует нормальной кривой, что подтверждает предположение о нормальном законе распределения несущей способности железобетонного стержня. С ростом количества испытаний растет достоверность оценки вероятностей P_f , что подтверждается теоремой Бернулли, утверждающей, что при $n \rightarrow \infty, v \rightarrow P_f$ [57].

5.2 Анализ надежности железобетонного сжатого элемента

Применяемый в настоящее время при расчете конструкций метод предельных состояний не позволяет оценивать надежность конструкций и тем более проектировать их с заданным уровнем надежности. Основным расчетным требованием этого метода является сравнение расчетных значений нагрузки и несущей способности, т.е. мы не можем получить ответ на вопрос о том, какова вероятность безотказной работы конструкции за заданный промежуток времени.

Расчет строительных конструкций, отражающий их реальное поведение в

процессе эксплуатации должен в полной мере базироваться на теории надежности, основанной на вероятностных методах, которые позволяют дать более объективную оценку конструкции о ее пригодности к нормальной эксплуатации, что и являлось целью данной работы.

Необходимо было решить следующие задачи: составить программу вероятностного расчета железобетонного сжатого элемента, определить уровень безотказной работы железобетонного сжатого элемента, построить функцию надежности (зависимости вероятности безотказной работы от срока службы), построить и проанализировать графики зависимости вероятности безотказной работы сжатого элемента от различных параметров случайных величин.

Рассмотрим 4-х этажное железобетонное каркасное здание с подвальным этажом, имеющее размеры в плане 22.5x30 м и сетку колонн 7.5x7.5 м (приложение 6). Ригели продольных рам – четырех пролетные на опорах жестко соединенные со средними колоннами и шарнирно с наружными стенами. Поперечное сечение колонн 40x40 см. В поперечном направлении жесткость здания обеспечивается вертикальными связями (Приложение 6).

В качестве расчетной конструкции принимаем среднюю колонну первого этажа многоэтажного здания. Для расчета выбрана средняя, а не крайняя колонны, потому что приходящаяся на нее грузовая площадь больше чем на крайнюю колонну. Средняя колонна более нагружена. Детерминированный расчет по СНиП 52-01-2003 приведен в приложении 14.

Вероятностный расчет

При выполнении вероятностного расчета случайными принимаем:

- постоянную нагрузку;
- временную нагрузку на плиты перекрытий;
- ветровую нагрузку;
- дополнительный эксцентриситет, возникающий вследствие неточности монтажа и отклонения от геометрических размеров сечения;

сопротивление бетона сжатию;

сопротивление арматуры.

При вероятностном расчете колонны будем исходить из того же расчетного положения, что и при детерминированном расчете.

Величину коэффициента η , учитывающего возрастание момента вследствие продольного изгиба колонны, вычисляем по формуле $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$.

При этом $\delta = \frac{\tilde{e}_0}{h}$.

Момент $M_{1,1}$ и продольную силу N_1 принимаем в качестве постоянных величин. Т.к. ветровая нагрузка не относится к длительным нагрузкам, то $M_{1,1}$ и N_1 определяем, собирая постоянные и временные вертикальные нагрузки. Для временных нагрузок принимаем пониженное значение, равное 0.7 от полного в соответствии со СНиП [89] для административных зданий. При этом нормативные значения нагрузок принимаем равными их математическим ожиданиям. Это позволяет увеличить количество испытаний.

Алгоритм вероятностного расчета следующий.

Проверка несущей способности колонны производится в предположении выполнения условия $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$.

В нашем случае при $A_s = A'_s$ и $R_{sc} = R_s$ высота сжатой зоны равна $x = \frac{N}{R_b b}$.

Далее вычисляем ξ_R и проверяем условие $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$.

Несоблюдение условия указывает на то, что x необходимо определить из условия $\xi = \frac{x}{h_0} < \xi_R$.

Произведя преобразования получим:

$$x = \frac{\left(N - R_{sc} A'_s + \left(\frac{2}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s A_s \right)}{R_b b + \frac{2}{h_0 (1 - \xi_R)} R_s A_s}. \quad (5.9)$$

Изменчивость прочностных характеристик бетона и арматуры

Распределение прочности бетона и арматуры принимаем по нормальному закону. Параметры распределения случайной прочности определяются по формулам:

$$\bar{R}_b = \frac{R_{b.норм.}}{1.07(1 - v_b)}, S_{R_b} = \bar{R}_b v_b, \quad (5.10)$$

$$\bar{R}_a = \frac{R_{a.норм.}}{(1 - 1.64v_a)}, S_{R_a} = \bar{R}_a v_a \quad (5.11)$$

Случайный эксцентриситет

Случайный эксцентриситет приложения продольной нагрузки возникает в результате отклонений геометрических размеров неточности монтажа колонны. Для случайного эксцентриситета принимаем нормальный закон распределения.

Математическое ожидание: эксцентриситета принимаем равным $\bar{e}_0 = 0$. Согласно проведенным исследованиям, стандарт случайного относительного эксцентриситета приложения продольной нагрузки в верхнем сечении колонн д железобетонных каркасных зданий составляет $S_{e_{отн}} = 0.34$. Относительный

эксцентриситет равен $e_{отн} = \frac{e_0}{\rho}$ (ρ - ядровое расстояние сечения). Тогда стандарт

случайного эксцентриситета можно определить как:

$$S_{e_0} = S_{e_{отн}} \rho \quad (5.12)$$

Сбор нагрузок в расчетном сечении при вероятностном расчете отличается от сбора нагрузок при детерминированном расчете, соответствии с принятой схемой расчета, действие нагрузок учитываем следующим образом. Изгибающий момент

в расчетном сечении:

$$M = M_{\text{ветра.}} + M_0 + M_e \quad (5.13)$$

где $M_{\text{ветра.}}$ - момент от действия ветровой нагрузки,

M_0 - момент от вертикальных нагрузок;

M_e - момент, возникающий в результате наличия случайного эксцентриситета.

Продольная сила в расчетном сечении:

$$N = N_0 + N_{\Sigma} \quad (5.14)$$

где N_0 - продольная сила,

N_{Σ} - продольная сила от остальных постоянных и временных нагрузок.

Ветровая нагрузка, согласно принятой схеме расчета, нормальной силы в сечении колонны не создает.

При рассмотрении нагрузок принимаем следующее допущение: постоянные и временные вертикальные нагрузки представляют собой независимые случайные величины. Исходя из принятого допущения, математическое ожидание и стандарт случайной суммарной нагрузки N_{Σ} определяем по правилам сложения случайных величин.

Так как, изгибающий момент в расчетном сечении колонны возникает от действия ветровой нагрузки и вертикальной равномерно распределенной нагрузки, приходящейся на вышележащее перекрытие, то рассмотрим нагрузку на это перекрытие отдельно. Примем, что постоянная нагрузка от собственного веса постоянна во всех пролетах рассматриваемого этажа. Это позволяет избежать генерирования дополнительно еще двух случайных величин (постоянной и временной нагрузок на вышележащее перекрытие) и сократить время расчета.

С целью учесть возможную изменчивость временной нагрузки в самих пролетах, исходим из следующего. Средняя интенсивность временной нагрузки на перекрытие от веса оборудования и людей также постоянна, но меняется интенсивность нагрузки в пролете в результате оттока людей и перемещения

оборудования из одного пролета и сосредоточения их в другом (рис. 66). Предположим, что \tilde{q}_1 является равномерно распределенной случайной величиной на интервале $|0, 2q_{cp}|$, тогда $\tilde{q}_2 = q_{cp} - \tilde{q}_1$.

Для постоянной нагрузки принимаем нормальный закон распределения с математическим ожиданием $\bar{g} = 7.2 \frac{\kappa H}{\text{м}^2}$ и стандартом $s_g = 0.72 \frac{\kappa H}{\text{м}^2}$.

Изменчивость постоянной нагрузки равна $v_g = 0.1$.

Временные нагрузки на перекрытие

Временные нагрузки представляют собой временные длительные и кратковременные нагрузки. Естественно, что изменчивость временных нагрузок больше изменчивости постоянных нагрузок. В [57] приведены данные о нагрузках на перекрытия (мебель, оборудование, работающий персонал), собранные при обследовании некоторых административных зданий в г. Москве (общая обследованная площадь 13000 м²). Эти данные позволяют рассмотреть следующую модель временной равномерно распределенной нагрузки на плиты перекрытия. Для участков перекрытия с площадью более 36 м² в качестве закона распределения для временной нагрузки принимаем нормальный закон со следующими параметрами распределения: $\bar{q} = 0.88 \frac{\kappa H}{\text{м}^2}$, $s_q = 0.21 \frac{\kappa H}{\text{м}^2}$.

Ветровые нагрузки

При рассмотрении случайной ветровой нагрузки будем исходить из следующего. Значения годовых максимумов скорости ветра примем распределенными по двойному экспоненциальному закону [57]. Интегральная функция распределения:

$$P(V) = \exp \left[- \exp \frac{(u - v)}{\beta_0} \right] \quad (5.15)$$

где u, β_0 - параметры распределения.

Используя формулу максимумов независимых случайных величин можно

перейти от максимума за год к максимуму за n лет.

Интегральная функция распределения примет вид:

$$P(V) = \exp \left[- \exp \frac{(u - v + \beta \ln n)}{\beta} \right] \quad (5.16)$$

Значение ветрового давления определим как:

$$W_0 = 0.61v^2 \quad (5.17)$$

Для Саранска параметры двойного экспоненциального распределения годовых максимумов скорости ветра по [89] следующие.

$$v = 19.95 \frac{M}{c}, s_v = 4.1 \frac{M}{c}, u = 18.105 \frac{M}{c}, \beta = 3.197 \frac{M}{c}.$$

Определение усилий в колонне при вероятностном расчете

Изгибающий момент в колонне вычисляем по формулам:

$$\text{при } \tilde{q}'_1 > \tilde{q}'_2 \quad M = (\alpha_1 (g' + q'_2) + \beta_1 (q'_1 - q'_2)) l^2,$$

$$\text{при } \tilde{q}'_1 < \tilde{q}'_2 \quad M = (\alpha_2 (g' + q'_1) + \beta_2 (q'_2 - q'_1)) l^2$$

Изгибающий момент в расчетном сечении колонны

$$\tilde{M} = \tilde{M}^{вер} + \tilde{M}^{вет} \quad (5.18)$$

Продольная сила в расчетном сечении:

$$\tilde{N} = \tilde{N}_{эм.} + \tilde{N}_{подв.} \quad (5.19)$$

$\tilde{N}_{эм.}$ - продольная сила от постоянной и временной нагрузок, собранная с грузовой площади вышележащих над расчетным сечением перекрытий, кроме перекрытия подвала.

Продольное усилие в расчетном сечении колонны представляет собой случайную величину, распределенную по нормальному закону с параметрами распределения, определяемыми по формулам:

$$\bar{N}_{эм} = \sum \bar{N}_{эм,i} \quad (5.20)$$

$$s_{N_{эм}} = \sqrt{(\sum s_{N_{эм,i}^{пост}})^2 + (\sum s_{N_{эм,i}^{врем}})^2}, \quad (5.21)$$

где $\bar{N}_{эм,i}$ - математическое ожидание усилия в колонне от нагрузки на

перекрытие i -го этажа,

$s_{N_{эм.i}^{пост}}$ - стандарт усилия в колонне от нагрузки на перекрытие i -го этажа от постоянной нагрузки,

$s_{N_{эм.i}^{врем.}}$ - стандарт усилия в колонне от нагрузки на перекрытие i -го этажа от временной нагрузки.

Продольная сила от нагрузки на перекрытие над расчетным сечением:

$$N_{подв} = A_1 \left(g + \frac{(\tilde{q}_1 + \tilde{q}_2)}{2} \right). \quad (5.22)$$

Методом статистических испытаний определяем частоту отказов колонны здания.

За отказ принимаем исчерпание колонной своей несущей способности. Выражение (6.13) можно записать

$$M_{внеш.} < M_{внутр.}. \quad (5.23)$$

В данном выражении левая часть представляет собой момент от внешней нагрузки - $M_{внеш.}$, а правая часть - максимальный воспринимаемый сечением момент - $M_{внутр.}$.

Используя метод статистических испытаний, для запроектированной колонны строим функцию надежности (зависимости вероятности безотказной работы от срока службы).

В процессе работы был составлен комплекс программ для автоматизированного вероятностного расчета надежности железобетонного каркасного здания. Блок схема программы вероятностного расчета каркасного здания представлена в приложении 8-11.

На рисунке 5.9 представлены функции надежности (зависимости вероятности безотказной работы от срока службы) для принятого здания при использовании различных классов бетона и арматуры.

Анализ данных результатов показал, что, проектируя конструкции одной и той же несущей способности, но применяя различные классы бетона, мы

получаем различную вероятность безотказной работы.

При неизменной несущей способности, применяя бетон более высокого класса, мы получаем более низкую надежность, вследствие снижения коэффициента армирования, а, следовательно, и уменьшения вклада арматуры в несущую способность [79].

Следовательно, применение бетона более низкого класса наиболее целесообразно так, как в этом случае мы получаем более надежную конструкцию

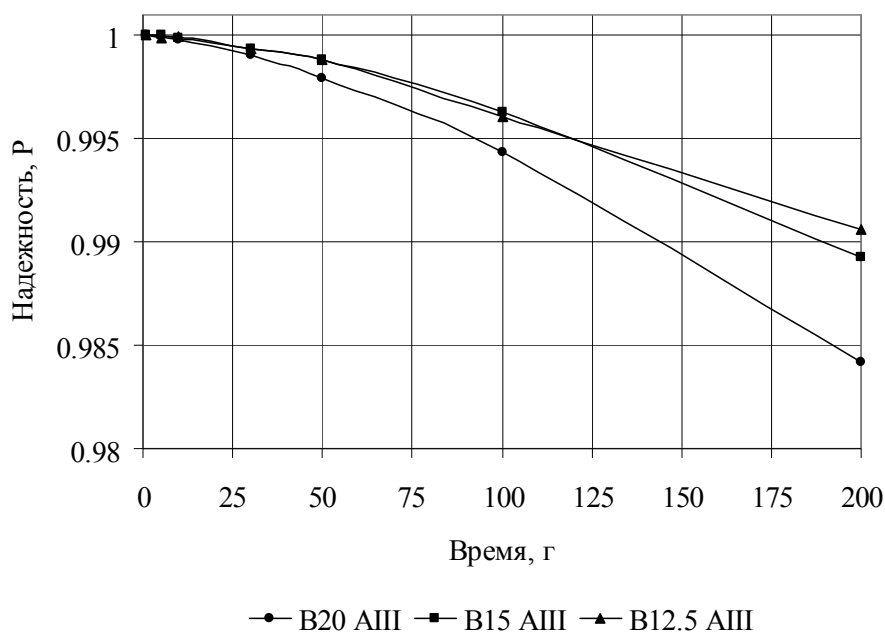


Рис. 5.9 Функции надежности для различных классов бетона.

5.3. Оценка влияния изменчивости расчетных параметров на надежность колонн

Для определения влияния расчетных параметров сжатых элементов на надежность проведем ряд численных экспериментов с помощью составленной программы вероятностного расчета, в которых будем варьировать изменчивость прочностных и геометрических характеристик железобетонных колонн, а также изменчивость временной и постоянной нагрузки.

Целью эксперимента будет определение тех расчетных параметров, изменчивость которых наиболее резко влияет на надежность. Сначала мы будем попарно сравнивать параметры R_b и R_{sc} , b и h , G и v , а затем попробуем

определить общую картину влияния расчетных параметров путем сравнения их между собой. Значения расчетных параметров представлены в таблице 5.1.

Таблица 5.1.

Исходные значения расчетных параметров

Наименование расчетного параметра	Математическое ожидание	Стандартное отклонение	Коэф. вариации, %
Соппротивление арматуры $R_{sc}=R_s$, МПа	461.65	43.86	9.50
Соппротивление бетона сжатию R_b , МПа	14.08	1.90	13.50
Высота сечения колонны h , см	40.00	0.12	0.30
Ширина сечения колонны b , см	40.00	0.12	0.30
Расстояние от грани колонны до ц.т. арматуры a , см	4.00	0.04	1.00
Временная нагрузка v , кН	2.00	0.60	30.00
Постоянная нагрузка g , кН	5.00	0.50	10.00

Прочностные свойства бетона и арматуры как основные компонентов железобетонных конструкций в значительной степени влияют на надежность. Изменяя коэффициент вариации сопротивлений бетона и арматуры от 3% до 15%, при коэффициенте армирования сечения колонны $\mu=1\%$ и числе испытаний $n=65000$ получили следующие результаты, представленные на рисунках. Изменяя коэффициент вариации прочности бетона в пределах от 0 до 13,5% (максимальное допустимое значение по СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции»), обеспеченность несущей способности снижается на 4,78% со значения 99,74% до значения 94,96%.

Изменяя коэффициент вариации прочности арматуры в пределах от 0 до 9,7% (максимальное допустимое значение по СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции»), обеспеченность несущей способности снижается на 0,32% со значения 95,44% до значения 95,12%.

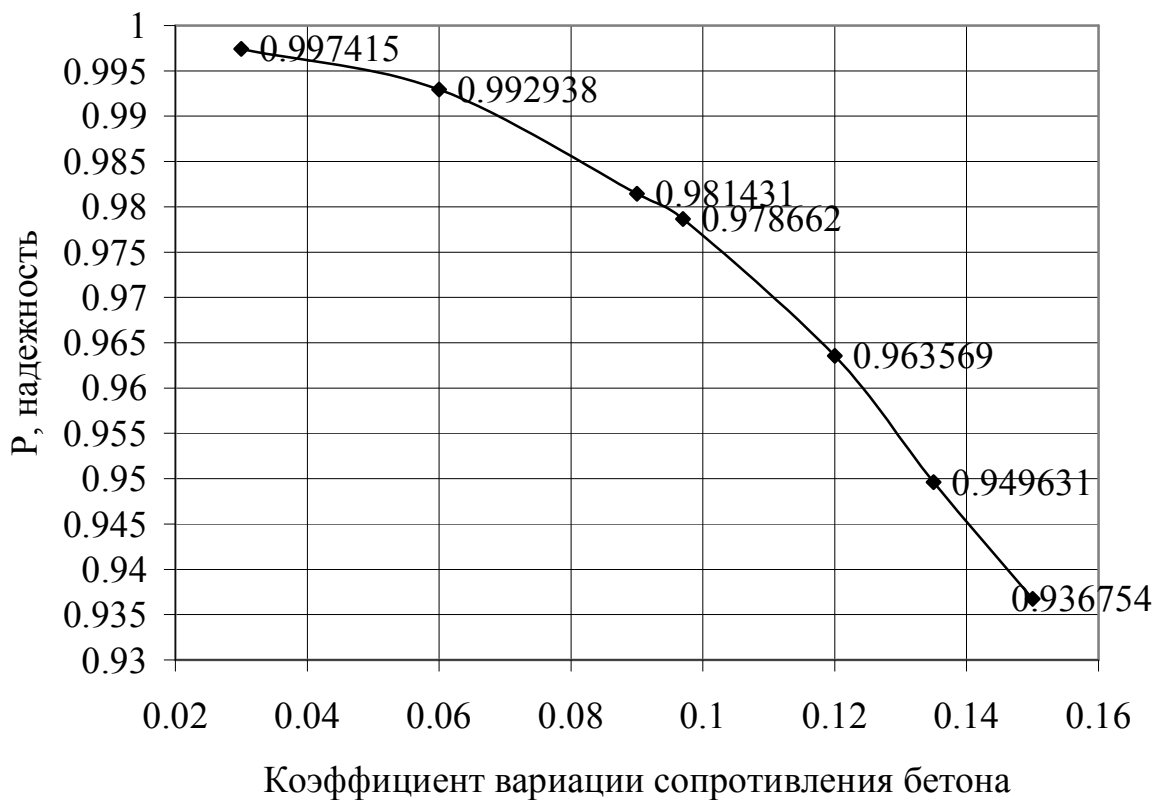


Рис. 5.10 Влияние коэффициента вариации сопротивления бетона на надежность сжатого элемента.

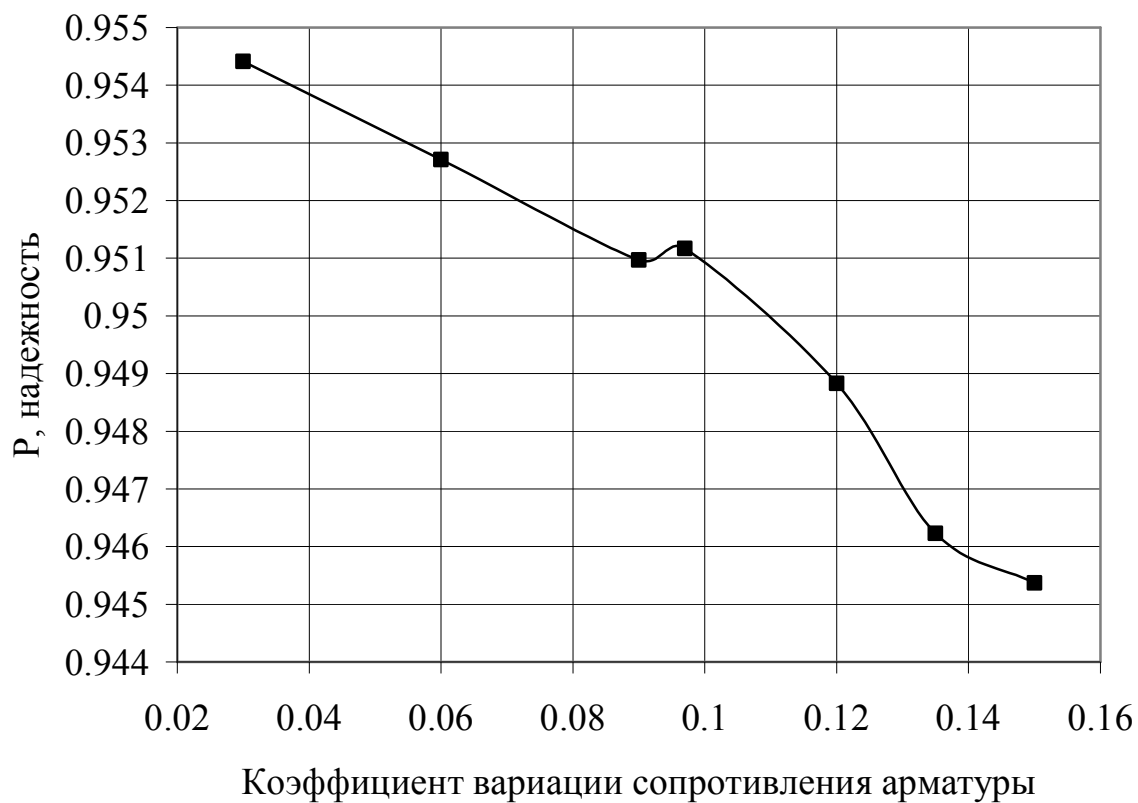


Рис. 5.11 Влияние коэффициента вариации сопротивления арматуры на надежность сжатого элемента.

Проанализировав два предыдущих эксперимента, можно сделать вывод о том, что изменение коэффициента вариации прочности бетона в пределах 0-18% влияет больше на обеспеченность несущей способности, чем изменчивость прочности арматуры.

Анализируя расчетные формулы, можно сделать вывод о том, что из геометрических параметров наибольшее влияние на надежность оказывает высота и ширина сечения колонны. Поэтому целью данного эксперимента была оценка влияния коэффициентов вариации высоты и ширины сечения колонны на обеспеченность несущей способности. В ходе эксперимента варьировали коэффициентом вариации геометрических параметров от 3 до 15%. При коэффициенте армирования сечения колонны $\mu=1\%$ и числе опытов $n=65000$ получили результаты, представленные на рисунках.

Анализ результатов эксперимента показал что, увеличение коэффициента вариации для высоты сечения в вышеуказанных пределах понижает обеспеченность несущей способности на 11,61% со значения 94,47% до значения 82,86%.

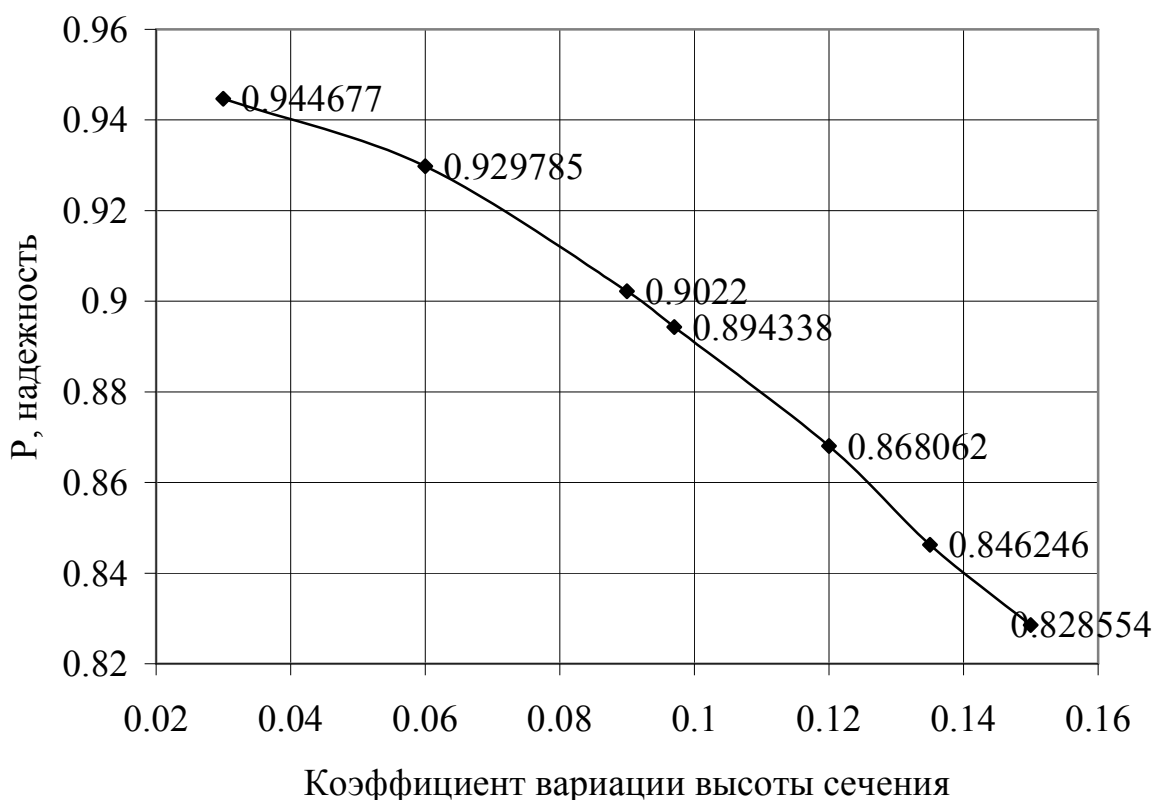


Рис. 5.12 Влияние коэффициента вариации для высоты сечения колонны на надежность сжатого элемента.

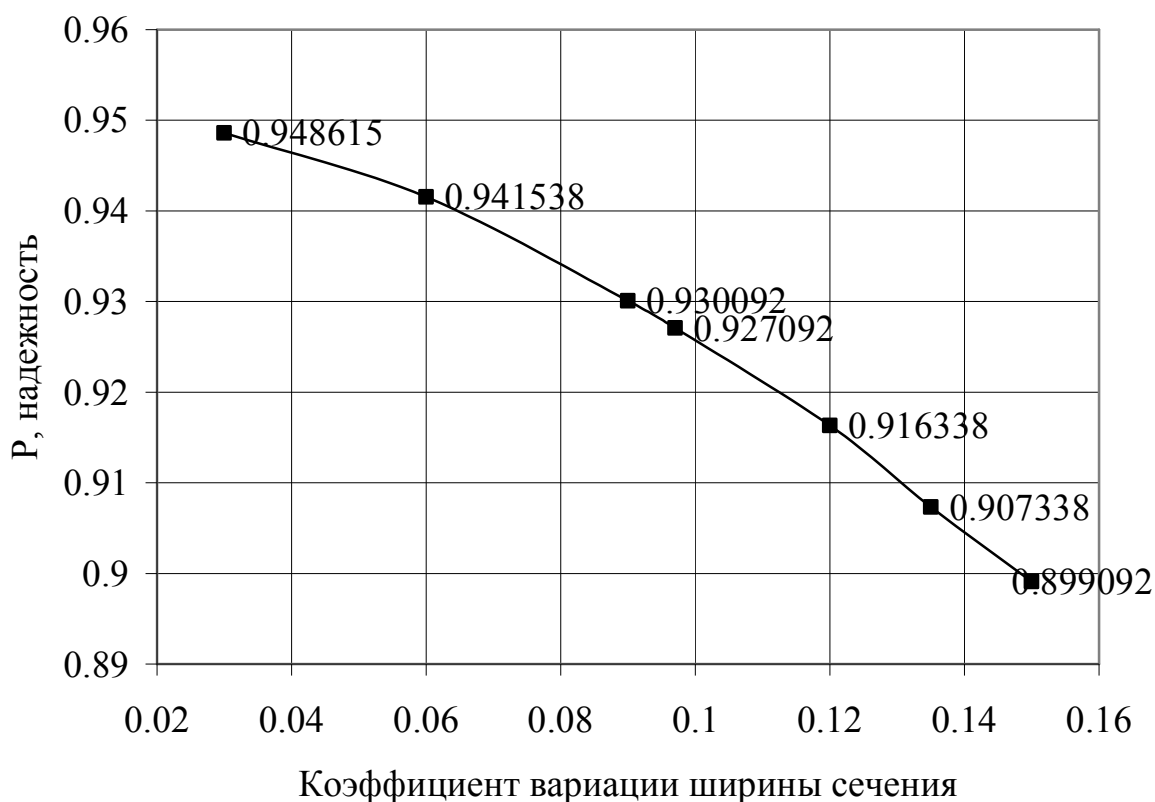


Рис. 5.13 Влияние коэффициента вариации для ширины сечения колонны на надежность сжатого элемента.

Анализ результатов эксперимента показал что, увеличение коэффициента вариации для ширины сечения в вышеуказанных пределах понижает обеспеченность несущей способности на 4,95% со значения 94,86% до значения 89,91%.

Исходя из данных анализа, можно сделать вывод, что отклонение всех геометрических размеров от проектных значительно влияет на обеспеченность несущей способности; высота сечения колонны больше влияет на обеспеченность несущей способности, чем ширина, вследствие этого на производстве необходим особый контроль над соблюдением точности этого расчетного параметра.

Исследуем влияние изменчивости расстояния от грани колонны до центра тяжести арматуры на надежность. Изменяя коэффициент вариации от 3% до 15% , при коэффициенте армирования сечения колонны $\mu=1\%$ и числе опытов $n=65000$ получили следующие результаты, представленные на рисунке.

Судя по графику, повышение расстояния от грани колонны до центра тяжести арматуры на надежность влияет незначительно. Изменение

коэффициента вариации защитного слоя бетона в большую сторону в вышеуказанных пределах понижает обеспеченность несущей способности на 0,14% со значения 95,11% до значения 94,97%.

В соответствие с литературными данными коэффициент вариации для временной нагрузки принимались от 10 до 30%. В процессе численного эксперимента эксперимент, коэффициент вариации для временной нагрузки изменяли от 4 до 40%. При коэффициенте армирования сечения колонны $\mu=1\%$ и числе опытов $n=65000$ получили результаты, представленные на рисунке.

Расчет при помощи программы показал, что обеспеченность несущей способности при изменении коэффициента вариации для временной нагрузки от 10 до 30% уменьшается на 5,56% со значения 95,12% до значения 89,56%.

В соответствие со СНиП 2.01.07-85* коэффициент вариации для постоянной нагрузки принимается от 0 до 10%. В процессе численного эксперимента коэффициент вариации для постоянной нагрузки варьировали от 4 до 40%.

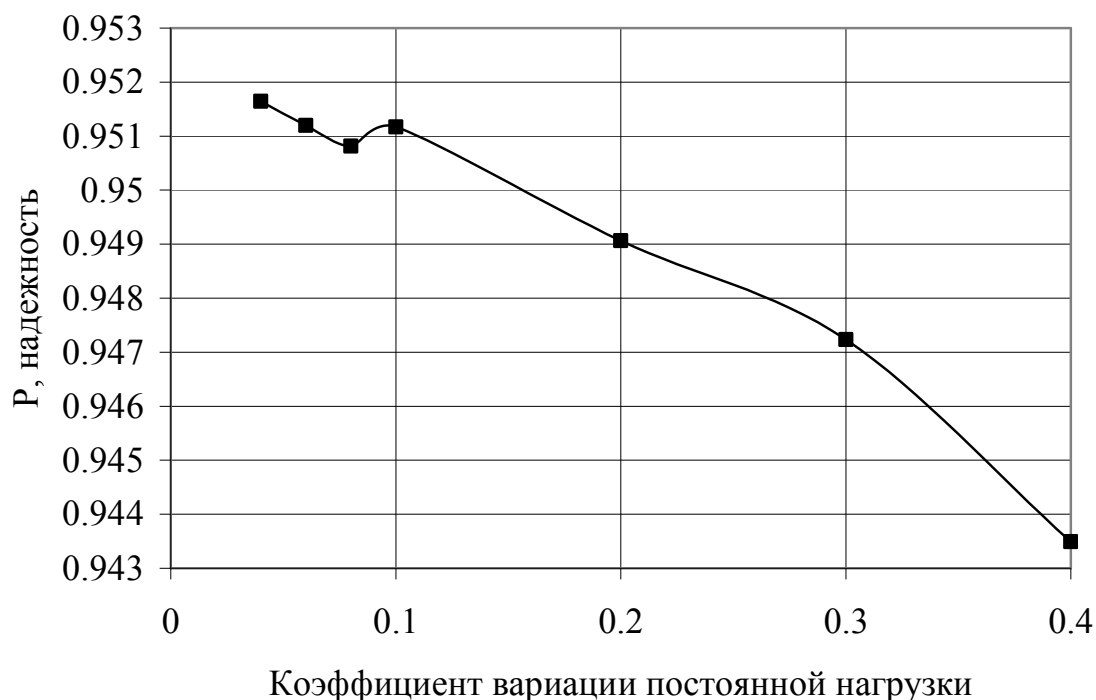


Рис. 6.14 Влияние коэффициента вариации для постоянной нагрузки на надежность здания.

Анализ экспериментальных данных показал, что обеспеченность несущей способности при изменении коэффициента вариации для постоянной нагрузки от 0 до 10% уменьшается на 0,04% со значения 95,16% до значения 95,12%.

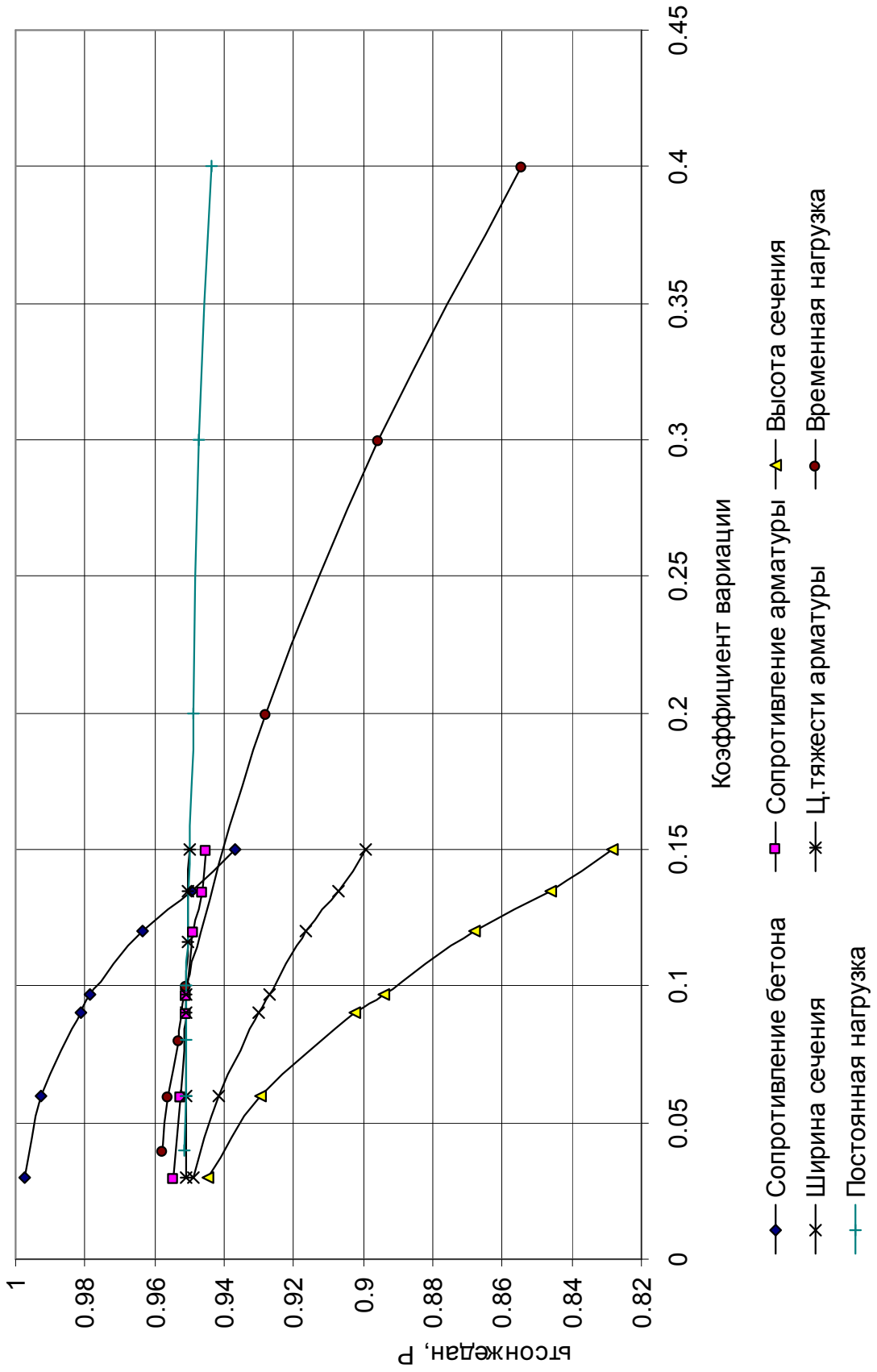
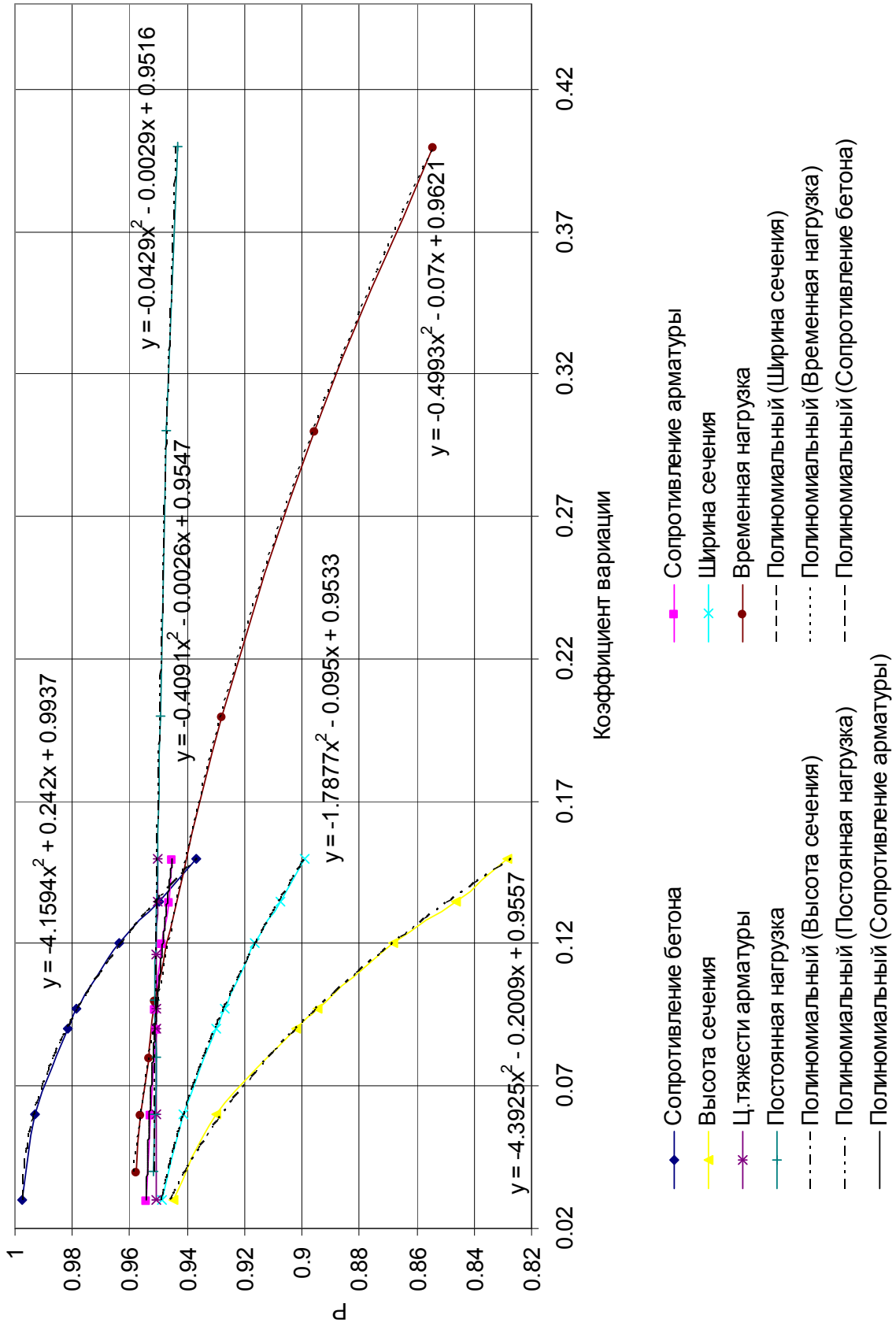


Рис. 5.15 Графики зависимости обеспеченности несущей способности от коэффициентов вариации различных параметров



Проведя полиномиальную аппроксимацию второго порядка к кривым, полученным из реализации численного эксперимента, установили хорошее

Рис. 5.16 Полиномиальная аппроксимация графики зависимости обеспеченности несущей способности от коэффициентов вариации различных параметров

соответствие. Результаты представлены на рисунке 5.16. Из графиков следует, что кривые имеют вид квадратных парабол.

Сравнивая коэффициенты перед x^2 , характеризующие крутизну параболы можно оценить какой из расчетных параметров оказывает наибольшее влияние на надежность. Из анализа графиков и аппроксимирующих уравнений видно, что наиболее сильно на надежность влияет изменчивость высоты сечения. Примем 4,393 за 1, тогда в долях от изменчивости высоты сечения влияние остальных параметров можно расположить в ранжированный ряд: прочность бетона R_b - 0,95, ширина сечения колонны b - 0,41, временная нагрузка v - 0,11, прочность арматуры R_s - 0,093, расстояние от грани колонны до центра тяжести арматуры a - 0,014, менее всего влияет постоянная нагрузка g – 0,01.

5.4 Определение величины несущей способности с заданным уровнем надежности

Разработанный алгоритм вероятностного расчета позволяет проектировать конструкции с заданным уровнем надежности.

Определим величину несущей способности сжатого элемента с заданным уровнем надежности.

Для этого, используя приведенный выше алгоритм расчета надежности железобетонных внецентренно сжатых элементов, решим обратную задачу, когда для заданной несущей способности $N_{зад}$ определяется ее обеспеченность P_s . Для этого последовательно задаемся различными значениями $N_{зад}$ и каждый раз определяем соответствующую этой несущей способности обеспеченность.

На рисунке 5.17 показаны результаты расчетов для принятого железобетонного сжатого элемента. Поперечное сечение колонн 40x40 см.

По полученной зависимости обеспеченности от несущей способности можно определить величину несущей способности с заданной обеспеченностью.

Определим величину несущей способности сжатого элемента при использовании арматуры класса АIII и бетона класса В20 с заданным уровнем безотказной работы равным 0.99. В результате расчетов получим величину

несущей способности $N=1433.33\text{кН}$.

Составим алгоритм, позволяющий определять коэффициент армирования железобетонного стержня μ_1 , соответствующий заданной обеспеченности несущей способности $P_{зад}$. Значение самой несущей способности остается постоянным.

- задаемся коэффициентом армирования μ_1
- методом статистических испытаний определяем частоту отказов ν
- принимаем $\nu = P_f$
- определяем обеспеченность несущей способности $P_s = 1 - P_f$
- сравниваем полученное значение P_s с $P_{зад}$
- при расхождении изменяем значение μ_1 , возвращаемся к пункту 2 и методом итераций продолжаем расчет до выполнения условия $P_s = P_{зад}$.

Полученное значение μ_1 является искомой величиной коэффициента армирования, соответствующей заданной обеспеченности $P_{зад}$.

Определим обеспеченность несущей способности для заданного коэффициента армирования.

На рисунке 6.18 показаны результаты расчетов для принятого здания при различных классах бетона и арматуры.

При использовании бетона класса В20 для заданного уровня надежности равного 0.99, используя рисунок 5.18, получен коэффициент армирования $\mu_1 = 0.059$, что значительно меньше значений полученных при расчете по нормативам.

Можно сделать вывод, что расчет строительных конструкций наиболее целесообразно производить с использованием методов математической статистики так, как в этом случае наиболее рационально и экономично используются строительные материалы и конструкции.

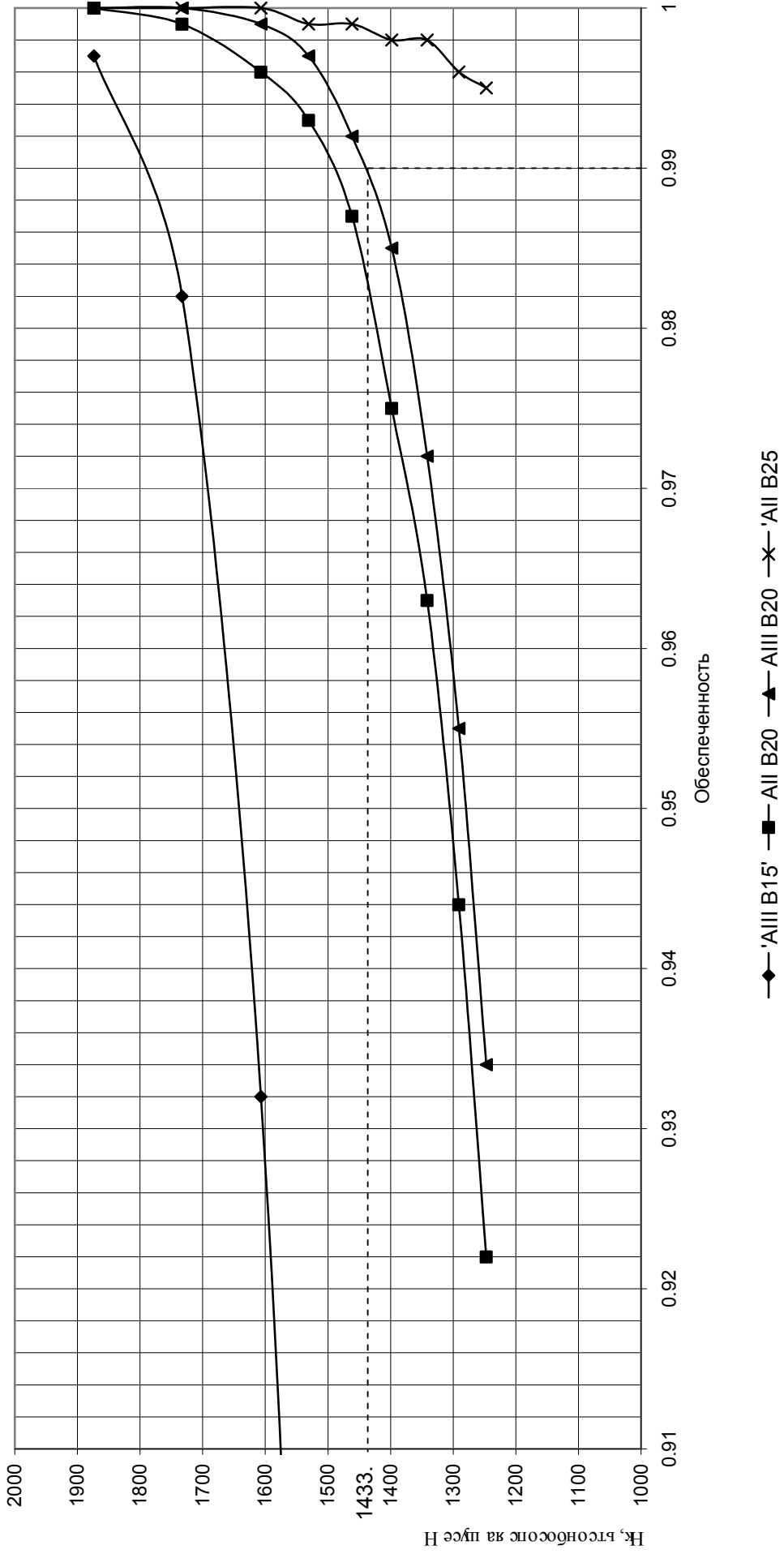


Рис. 5.17 Графики для определения величины несущей способности сжатого элемента с заданным уровнем надежности

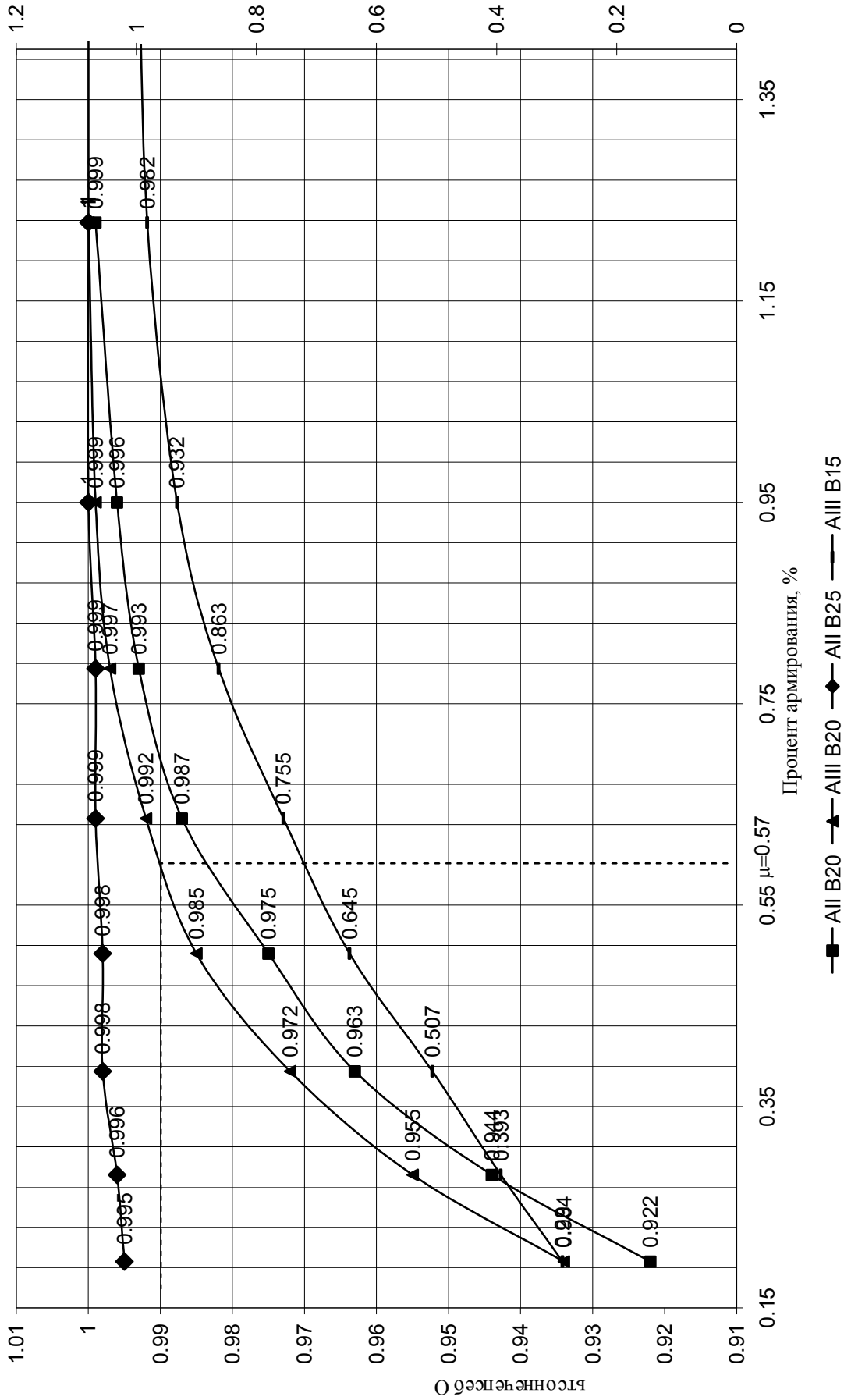


Рис. 5.18 График зависимости обеспеченности несущей способности от процента армирования%

5.5. Исследование изменения области безотказной работы колонны

Целью данного эксперимента является исследование области безотказной работы сжатого элемента из железобетона, с учетом распределения внешней нагрузки и несущей способности при вероятностном расчете.

В ходе эксперимента варьировать процент армирования от 0,1% - минимального до 2,5% . На каждом шаге эксперимента построим гистограммы распределения внешней и несущей способности. Результаты представлены на графиках.



Рис 5.19 Полигон распределения экспериментальных частот при $\mu=0.196\%$

(Арматура $4\varnothing 10$ АIII надежность $P=0,29$)



Рис 5.20 Полигон распределения экспериментальных частот при $\mu=0.385\%$
(Арматура $4\varnothing 14$ АIII надежность $P=0,507$)



Рис 5.21 Полигон распределения экспериментальных частот при $\mu=0.636\%$
(Арматура $4\varnothing 18$ АIII надежность $P=0,755$)



Рис 5.22 Полигон распределения экспериментальных частот при $\mu=0.95\%$
(Арматура $4\varnothing 22$ АIII надежность $P=0,932$)

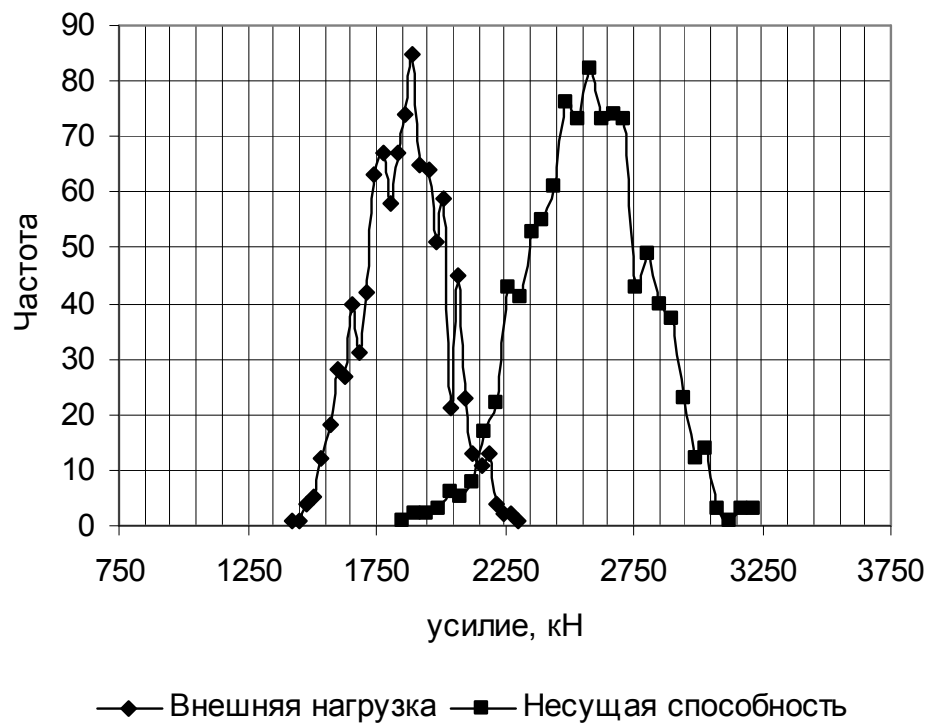


Рис 5.23 Полигон распределения экспериментальных частот при $\mu=1.54\%$
(Арматура $4\varnothing 28$ АIII надежность $P=0,997$)



Рис 5.24 Полигон распределения экспериментальных частот при $\mu=2.545\%$
(Арматура $4\varnothing 36$ АIII надежность $P=1,000$)

На графиках хорошо просматривается, как меняется область безотказной работы колонны с увеличением процента армирования сечения. С увеличением процента армирования кривая распределения несущей способности сдвигается вправо, что соответствует увеличению несущей способности. При этом число отказов уменьшается.

5.6. Вероятностная оценка долговечности железобетонной внецентренно-сжатой колонны

Длительное действие агрессивных сред на бетон сопровождается ухудшением (деградацией) структуры и свойств материала. Основной характеристикой деградации является глубинный показатель. В данном разделе сделана попытка определить зависимость надежности железобетонных колонн от глубины проникновения агрессивной среды материала. Для этого были внесены

изменения в программу вероятностного расчета сжатого элемента, построены и проанализированы графики зависимости безотказной работы сжатых железобетонных элементов от глубины проникновения агрессивной среды.

Несущую способность железобетонной колонны с учетом воздействия агрессивной среды вычисляли в следующей последовательности.

Предельные усилия в сечении элемента определяли с учетом п. 3.10 справочного пособия к СНиП 2.03.01-84 «Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций».

Расчет сечений в общем случае производят в соответствии с п. 3.28 справочного пособия к СНиП 2.03.01-84 «Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций». При этом в формулах (65) и (66) вместо $R_b S_b$ и $R_b A_b$ подставляли суммы $\sum R_{bj} S_{bj}$, и $\sum R_{bj} A_{bj}$, где R_{bj} - расчетное сопротивление сжатию j -го слоя бетона в сечении элемента; S_{bj} - статический момент площади сечения сжатой зоны j -го бетона относительно соответствующей оси, принятой для определения момента M в формуле (65). В изгибаемых элементах положение оси принимают таким, как и во внецентренно сжатых; A_{bj} - часть площади сечения сжатой зоны бетона соответствующего класса.

Кроме того, при определении характеристики сжатой зоны ω по формуле (26) п. 3.12 СНиП 2.03.01-84* значение R_b принимают равным

$$R_b = (\sum R_{bj} S_j) / S \quad (5.24)$$

где S и S_j - статические моменты соответственно всей площади поперечного сечения элемента и площадей, образованных j -м бетоном с прочностью бетона R_{bj} , относительно оси, проходящей по центру тяжести крайнего растянутого стержня арматуры.

При расчете по прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов случайный эксцентриситет согласно п. 1.21 справочного пособия к СНиП 2.03.01-84 «Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций».

Расчет внецентренно сжатых элементов производив с учетом влияния прогиба на их несущую способность в соответствии с указаниями п. 3.24 справочного пособия к СНиП 2.03.01-84 «Проектирование железобетонных

сборно-монолитных конструкций».

Для вычисления коэффициента η условную критическую силу для элементов конструкций определили по формуле

$$N_{cr} = \frac{6.4}{l_0^2} \left[\frac{\sum E_{bj} I_j}{\varphi_1} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e / \varphi_p} + 0.1 \right) + E_s I_s \right] \quad (5.25)$$

где E_{bj} - модуль упругости j -го бетона; I_j - момент инерции j -го бетона относительно центра тяжести всего бетонного сечения; φ_p - коэффициент, определяемый для элементов с симметричной арматурой по формуле (59) СНиП 2.03.01-84*; принимая значение R_b по формуле (1) [71], а значение σ_{br} по полному сечению бетона элемента.

Значение $\delta_{e, \min}$ определяют по формуле (22) п. 3.6 справочного пособия к СНиП 2.03.01-84 «Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций» с учетом значения R_b по формуле (4.62). Остальные величины определяют по справочному пособию.

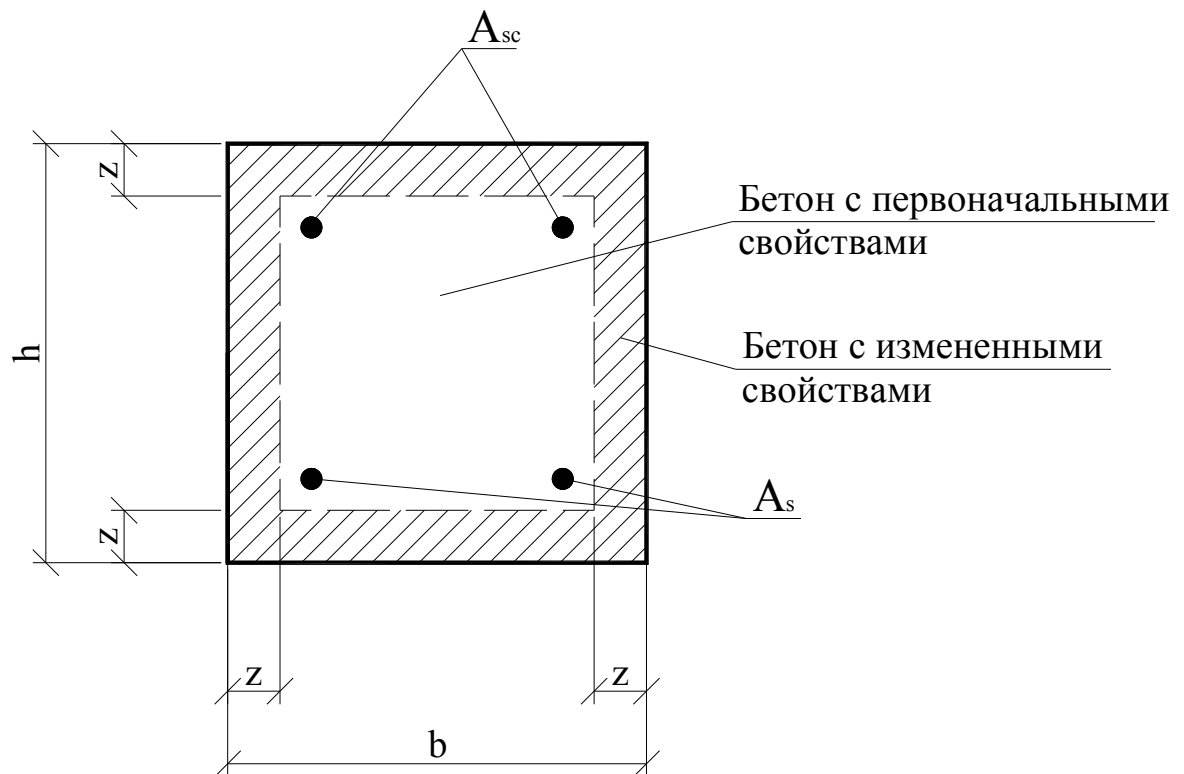


Рис. 6.25 Сечение элемента

Расчет внецентренно сжатых элементов при $\xi > \xi_R$ производим в следующем порядке:

Для элементов с арматурой класса А-III и ниже расчет при $\xi > \xi_R$ производили из условия

$$N_e \leq \sum R_{bj} S_{bj} + R_{se} A'_s (h_0 - a') \quad (5.26)$$

при этом высоту сжатой зоны определяли по формуле

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = \sum R_{bj} A_{bj} \quad (5.27)$$

где

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s \quad (5.28)$$

или

$$N + R_s A_s \left(\frac{2}{1 - \xi_R} - 1 \right) - R_{sc} A'_s = \sum R_{bj} A_{bj} + \frac{2x}{(1 - \xi_R) h_0} R_s A_s \quad (5.29)$$

При этом, если вычисленное по формуле (5.29) значение $x/h_0 > 1$, то высоту сжатой зоны определяли по формуле:

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = \sum R_{bj} A_{bj} \quad (5.30)$$

Рассмотрим сечение колонны 40x40см. Определим характеристики сечения колонны ($\sum E_{bj} I_{bj}$, $\sum R_{bj} S_{bj}$, $\sum R_{bj} A_{bj}$, R_b). Расчетная схема представлена на рис 6.29

$$R_b = (\sum R_{bj} S_{bj}) / S = [R_{b1} \times b \times z \times (h - a - 0.5 \times z) + R_{b2} \times b \times z \times (a - 0.5 \times z) + 2 \times R_{b3,4} \times (h - 2 \times z) \times z \times (0.5 \times h - a) + R_{b5} \times (b - 2 \times z) \times (h - 2 \times z) \times (0.5 \times h - a)] / (b \times h \times (0.5 \times h - a)) \quad (6.59) \quad (5.31)$$

$$\sum E_{bj} I_{bj} = 2 \times E_{1,2} \times [(b \times z^3 / 12) + b \times z \times (0.5 \times h - 0.5 \times z)^2] + 2 \times E_{3,4} \times (z \times (h - 2 \times z)^3 / 12) + E_5 \times ((b - 2 \times z) \times (h - 2 \times z)^3 / 12) \quad (5.32)$$

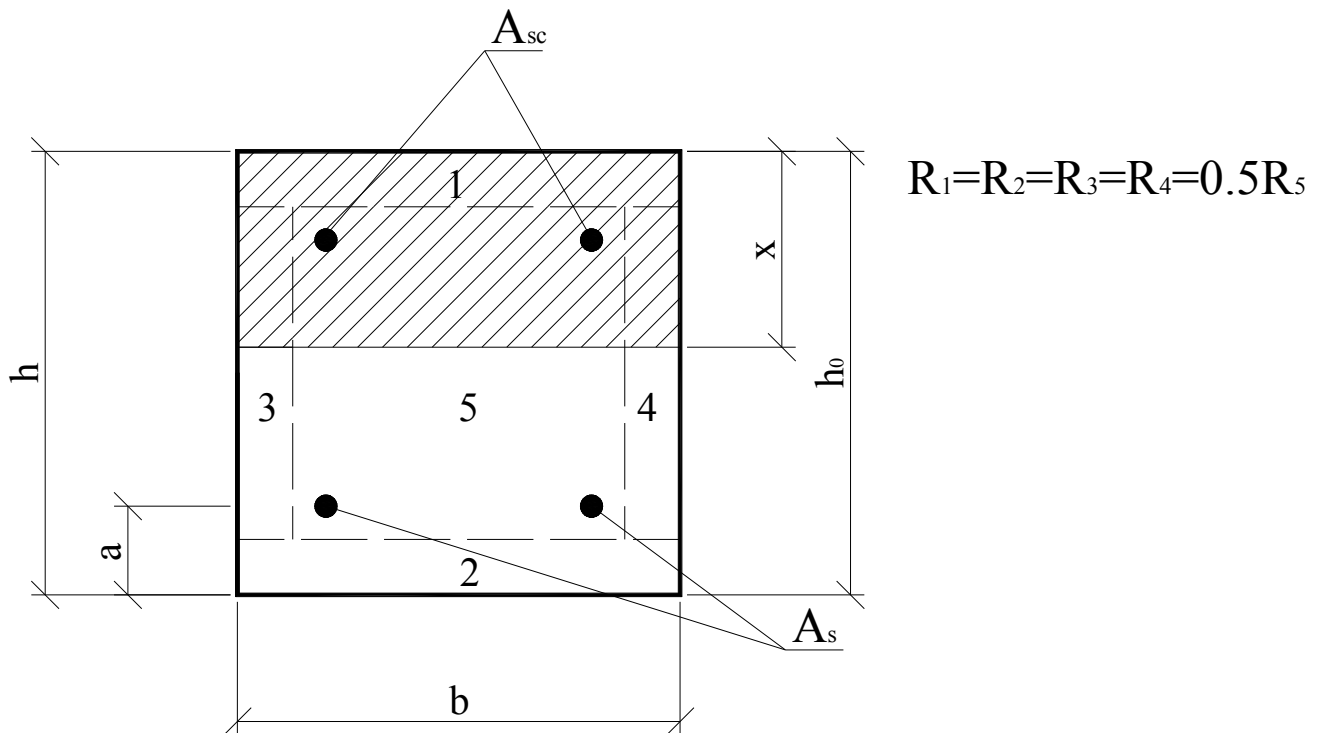


Рис. 5.26 К определению характеристик сечения колонны

$$\sum R_{bj} S_{bj} = R_{b1} \times b \times z \times (h - a - 0.5 \times z) + 2 \times R_{b3,4} \times x \times z \times (h - a - 0.5 \times x) + R_{b5} \times (b - 2 \times z) \times (x - z) \times (h - a - z - 0.5 \times (x - z)) \quad (5.33)$$

$$\sum R_{bj} A_{bj} = R_{b1} \times b \times z + 2 \times R_{b3,4} \times (x - z) + R_{b5} \times (b - 2 \times z) \times (x - z) = [R_{b1} \times b \times z - 2 \times R_{b3,4} \times z^2 - R_{b5} \times (b - 2 \times z) \times z] + x \times [2 \times R_{b3,4} \times z - R_{b5} \times (b - 2 \times z)] \quad (5.34)$$

При этом выражение для сжатой зоны бетона запишется следующим образом:

$$x = \frac{N - R_s A_{sc} + R_s A_s \left(\frac{2}{1 - \xi_R} - 1 \right) - [R_{b1} \cdot b \cdot z + 2 \cdot R_{b3,4} \cdot z^2 - R_{b5} \cdot (b - 2z) \cdot z]}{\frac{2 \cdot R_s \cdot A_s}{(1 - \xi_R) \cdot h_0} + [2 \cdot R_{b3,4} \cdot z + R_{b5} \cdot (b - 2 \cdot z)]}$$

В процессе работы были внесены изменения в программу для

автоматизированного вероятностного расчета надежности железобетонного сжатого элемента. Блок схема измененной подпрограммы вычисления максимального момента представлена в приложении 12. Значение критической силы в подпрограмме вычисления момента от внешних нагрузок вычисляли в соответствии с формулой 5.25.

Целью численного эксперимента было определение влияния глубины деградации колонны z на обеспеченность несущей способности элемента.

В ходе эксперимента увеличивали глубину деградации z от 0 до 7 см с шагом 1 см, при этом фиксировали надежность. По мере проникновения агрессивной среды в тело конструкции происходит деградация защитного слоя бетона, после чего становится возможной коррозия арматуры. В результате уменьшается площадь ее поперечного сечения [79]. Примем следующий закон изменения площади поперечного сечения арматуры:

$$\text{при } z \geq a \quad A_{sz} = 2(2\pi(r - k_1(z - a)^2)) \quad (5.35)$$

где A_{sz} - площадь поперечного сечения арматуры при глубине проникновения агрессивной среды равной z ,

r – радиус поперечного сечения арматуры,

k_1 – коэффициент, характеризующий скорость изменения поперечного сечения арматуры,

a – ширина защитного слоя.

Значение коэффициента k_1 принимаем равным 0.3.

Результаты проведения численного эксперимента показаны на графике рис. 5.27.

Расчет показал, что обеспеченность несущей способности при изменении глубины деградации от 0 до 3 см уменьшается незначительно на 2.1%, на 0.6% и на 0.3% со значения 100% до значений 97.9%, 99.4%, 99.7% для бетонов и арматуры В15 АIII, В20 АIII и В25 АIII соответственно, при этом надежность остается в пределах регламентированных нормами 95%.

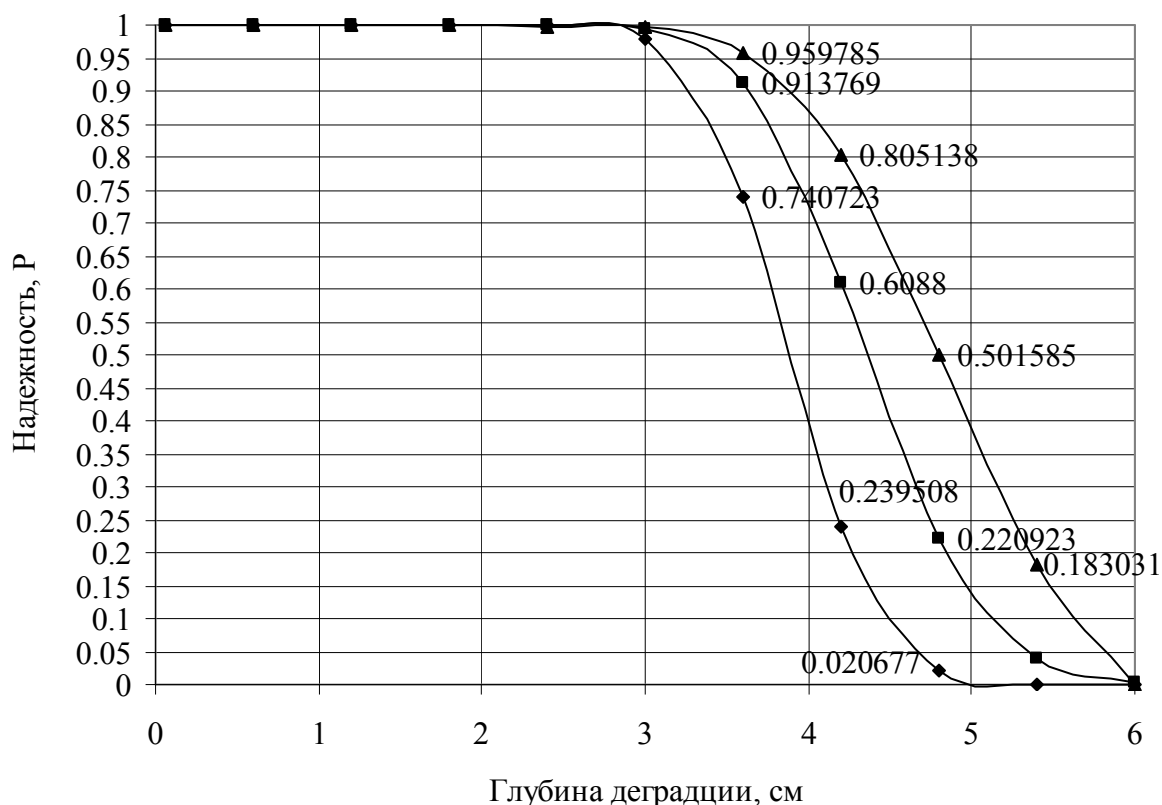


Рис. 5.27 Графики зависимости вероятности безотказной работы колонны от глубины деградации

Дальнейшее увеличение глубины деградации со значения 3 см до значения 4.8 см приводит к резкому снижению надежности: на 95.8%, на 77.3% и на 49.5% для бетонов и арматуры В15 АШ, В20 АШ и В25 АШ соответственно [79].

Проведем численный эксперимент, целью которого является определение обеспеченности несущей способности во времени. Изменение обеспеченности несущей способности будет происходить вследствие изменения глубина деградации с течением времени.

Относительную высоту зоны деградации можно определить, если известна марка по водонепроницаемости. ГОСТом 12730.5-84 допускается марку бетона по водонепроницаемости определять по величине коэффициента фильтрации - K_{ϕ} , который является оценкой скорости переноса жидкости в пористом материале.

Тогда глубину деградации можно определить по следующей формуле [79]:

$$a = K_{\phi} \times \beta_t \times t,$$

где K_f – коэффициент фильтрации; β_t – поправочный коэффициент, учитывающий уровень дефектности структуры; t – время.

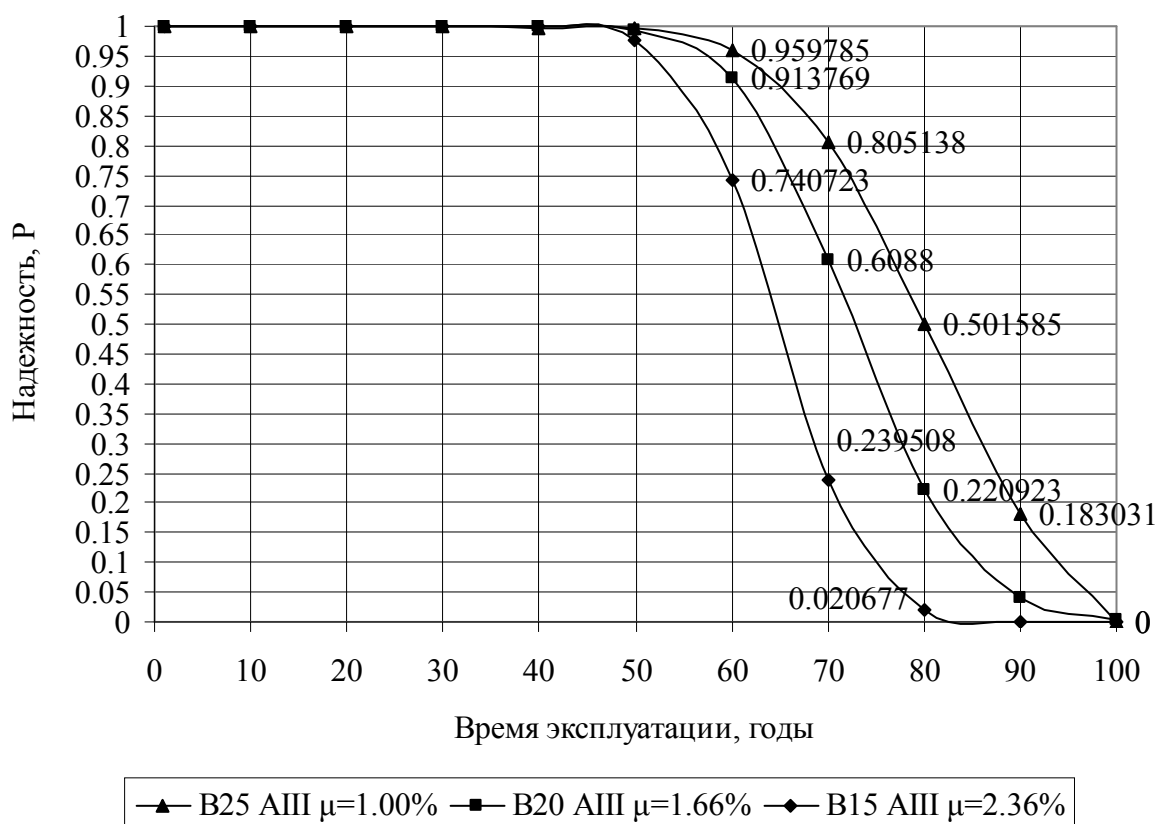
Так как для железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах, предлагается применить бетон марки W4÷W8, примем бетон марки W4 с $K_f=2 \cdot 10^{-9}$, поправочный коэффициент, учитывающий уровень дефектности структуры, принимаем равным $\beta_t = 0,03 \cdot 10^9$.

В ходе эксперимента будем изменять время от 0 до 200 лет с шагом 25 лет при разных комбинациях классов бетонов и арматуры и при неизменном значении несущей способности. Примем следующий закон изменения площади поперечного сечения арматуры:

$$\text{при } z \geq a \quad A_{st} = 2(2\pi(r - k(t - t_1)^2)) \quad (5.36)$$

где A_{st} - площадь поперечного сечения арматуры в момент времени t ,

t_1 – время проникновения агрессивной среды на глубину равную толщине защитного слоя.



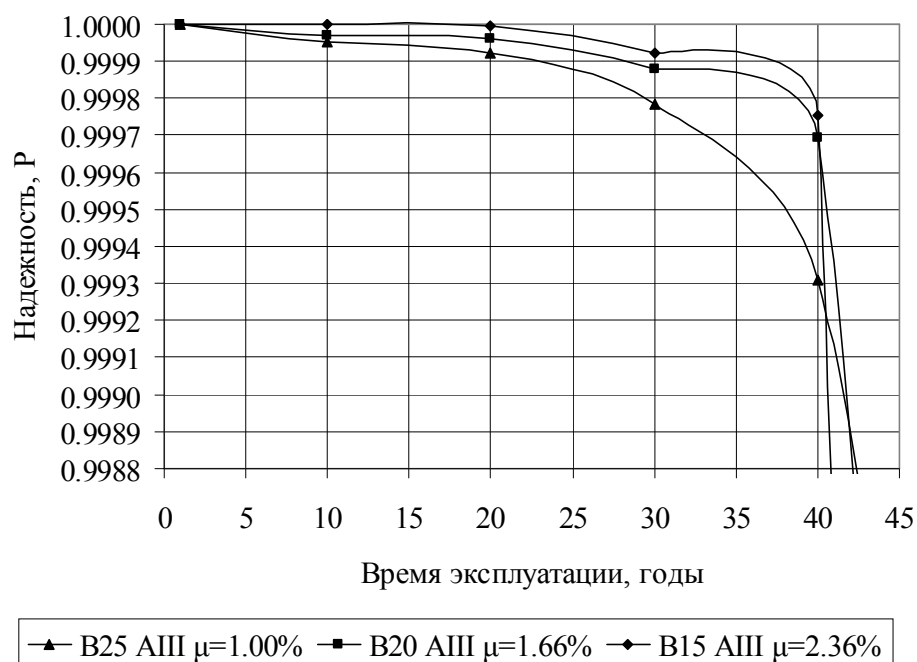
5.28 Графики зависимости вероятности безотказной работы конструкции,

подверженной влиянию агрессивной среды, от времени эксплуатации

Полученные результаты показаны на графике рис. 5.28. Значение коэффициента k принимаем равным 0.2 мм/год.

Расчет показал, что обеспеченность несущей способности за первые 50 лет снижается незначительно на 2.1%, на 0.6% и на 0.3% со значения 100% до значений 97.9%, 99.4%, 99.7% для бетонов и арматуры В15 АШ, В20 АШ и В25 АШ соответственно, при этом надежность остается в пределах регламентированных нормами 95% [79].

За последующие 40 лет происходит резкое снижению надежности: до 97.7%, на 95.5% и 81.3% для бетонов и арматуры В15 АШ, В20 АШ и В25 АШ соответственно. Причем вероятность безотказной работы для бетона более низкого класса в первые 40 лет выше, чем для более высокого (рис. 5.29), что связано с большим коэффициентом армирования сечения колонны из бетона более низкого класса. В последующие 60 лет обеспеченность надежности несущей способности колонны из бетона более высокого класса выше, чем из бетона более низкого класса (рис 5.28), что объясняется проникновением агрессивной среды на глубину защитного слоя и началом коррозии арматуры.



5.29 Графики зависимости вероятности безотказной работы конструкции, подверженной влиянию агрессивной среды, от времени эксплуатации

5.7 Вероятностная оценка долговечности изгибаемых элементов

Сделана попытка определения обеспеченности несущей способности плит безопалубочного формования.

При определении надежности изгибаемых элементов критерием отказа являлось исчерпание несущей способности конструкции:

$$M_{0n} \leq M_n, \quad (5.37)$$

где M_{0n} и M_n - момент в расчетном сечении от внешней нагрузки и максимальный момент, воспринимаемый сечением.

Тогда по формуле (5.38) можно определить вероятность отказа плиты P [80].

$$P = 0,5 - \Phi \left\{ \frac{M_n - M_{0n}}{S_{(\Delta M_n - \Delta M_{0n})}} \right\}, \quad (5.38)$$

где S – среднеквадратическое отклонение; Φ – функция нормального распределения.

Начальную безотказность H конструкции находим из выражения:

$$H = 1 - P \quad (5.39)$$

При определении вероятности отказа железобетонной плиты используем расчетные формулы, основные буквенные обозначения, нормативные сопротивления бетона и арматуры по [89], нормативные нагрузки.

Значения M_{0n} и M_n в условии (5.38) для частного случая будем определять по формулам:

$$M_{0n} = \frac{(g_n + v_n)l_0^2}{8}; \quad (5.40)$$

$$M_n = R_{sn}A_s(h-a) - R_{sc}A'_s a' - \frac{(R_{sn}A_s - R_{sc}A'_s)^2}{2R_{bn}b'_f} \quad (5.41)$$

При малых отклонениях составляющих параметров среднеквадратическое отклонение можно вычислить методом линеаризации

$$S_{(\Delta M_n - M_{0n})} = \sqrt{S_{\Delta M_n}^2 + S_{\Delta M_{0n}}^2}. \quad (5.42)$$

В выражении (5.38) соответствующие дисперсии определяются по формулам [80]:

$$S_{\Delta M_n}^2 = (S'_{R_{bn}})^2 + (S'_{R_{sn}})^2 + (S'_{R_{sc}})^2 + (S'_{A_s})^2 + (S'_{A'_s})^2 + (S'_h)^2 + (S'_a)^2 + (S'_{a'})^2 + (S'_{b'_f})^2, \quad (5.43)$$

$$S_{\Delta M_{0n}}^2 = (S'_{g_n})^2 + (S'_{v_n})^2 + (S'_{l_0})^2, \quad (5.44)$$

Таблица 5.2

Определение начальной безотказности для плиты пролетом 9 метров из условия прочности сечений нормальных к продольной оси элемента

Варьируемые параметры	Единица измерения	Среднее значение	Коэффициент Вариации V_n	Изменчивость Параметров S_x	Изменчивость M		$\frac{(S_x')^2}{S_{(\Delta M_n - \Delta M_{0n})}^2} \times 10, \%$
					S'_x кНм	$(S'_x)^2$ кНм	
R_{bn}	МПа	30,0	0,013	0,390	0,265	0,071	0,010
R_{sn}	МПа	1400,0	0,050	70,000	9,582	91,605	13,128
R_{sc}	МПа	500,0	0,050	25,000	0,047	0,001	$0,15 \times 10^{-3}$
A_s	см ²	8,9	0,011	0,080	1,964	3,812	0,548
A_s	см ²	0,77	0,011	0,020	0,012	0,0001	$0,015 \times 10^{-3}$
b_f	см	118,4	0,005	0,480	0,082	0,008	0,001
h	см	22,8	0,013	0,250	3,212	10,302	1,472
a	см	3,1	0,084	0,240	3,088	9,540	1,368
a	см	1,4	0,084	0,130	0,047	0,002	$0,288 \times 10^{-3}$
$S^2_{\Delta M_n} = 115,331$						$\Sigma = 16,625$	
g_n	кН/м	3,5	0,100	0,354	3,514	12,360	1,778
v_n	кН/м	8,0	0,300	2,413	23,879	570,160	81,713
l_0	м	8,8	0,0004	0,003	0,078	0,007	$0,8 \times 10^{-3}$
$S^2_{\Delta M_{0n}} = 582,54$						$\Sigma = 83,478$	

$$S^2_{(\Delta M_n - \Delta M_{0n})} = 697,852 \text{ (кНм)}^2 \quad S_{(\Delta M_n - \Delta M_{0n})} = 26,42 \text{ кНм}$$

$$H = 1 - P = 1 - 0,00024 = 0,99976 \text{ или } 99,976\%.$$

По приведенной методике выполнены расчеты надежности предварительно напряженных плит безопалубочного формования, изготовленных на длинных стендах «Тэнсиланд». Номинальные размеры плит: длина - 6,0; 7,2; 9,0 м, ширина - 1,2 м, высота - 22 см; расчетные пролеты - 5,9; 7,1; 8,9 м.

В таблице 5.2, в качестве примера, приведены расчетные параметры при оценке надежности плиты пролетом 9,0 м.

В результате анализа надежности установлено, что начальная безотказность, определенная из условия прочности сечений нормальных к продольной оси элемента, обеспечена и составляет для плит длиной 6,0; 7,2; 9,0 м - 99,41; 99,75; 99,976 % соответственно.

Установлено, что изменчивость временной нагрузки оказывает наибольшее влияние на надежность элемента и составляет 85,1; 84,6 и 81,7 % для плит длиной 6,0; 7,2 и 9,0 м, соответственно. Изменчивость геометрических характеристик и нормативного сопротивления арматуры растяжению оказывают менее выраженное влияние на начальную безотказность конструкции.

Расчетом надежности плит из условия прочности сечений наклонных к продольной оси элемента установлено, что начальная безотказность составляет для плит пролетом 6,0; 7,2 и 9,0 м соответственно 99,9998; 99,999 и 99,43 %. Увеличение пролета плиты в 1,5 раза приводит к снижению надежности до 0,56 % и соответствующему увеличению вероятности отказа.

Влияние изменчивости временной нагрузки на надежность плит в этом случае находится в пределах от 85 до 92%. С увеличением пролета влияние временной нагрузки усиливается.

Большой запас прочности плиты по нормальным и наклонным сечениям обуславливает то, что кривые распределения усилий от внешних нагрузок и несущей способности элемента при сроке эксплуатации 50 лет не пересекаются.

Очевидно, что вероятность разрушения плиты, оцениваемая в 0,6 % не вызывает опасений, а технологическую линию, обеспечивающую теоретическую надежность конструкций $N = 0,994$, можно считать достаточно совершенной.

Рассмотрим изменение надежности плит работающих под действием внешних нагрузок, в среде оказывающей негативное воздействие на свойства материала.

Надежность плиты по сечениям наклонным и нормальным к продольной оси элемента определяли по формулам Н.С. Стрелецкого:

$$\begin{aligned} \gamma_Q &= \frac{Q_B - Q_{nagr}}{(\sigma_{QB}^2 + \sigma_{Qnagr}^2)^{0.5}}, \\ \gamma_M &= \frac{M_{nes} - M_{nagr}}{(\sigma_{Mnes}^2 + \sigma_{Mnagr}^2)^{0.5}}, \end{aligned} \quad (5.45)$$

где γ – индекс надежности, характеризующий запас прочности по отношению к действующей нагрузке; Q_{nagr} , σ_{Qnagr} и M_{nagr} , σ_{Mnagr} – средние значения поперечной силы и изгибающего момента от внешней нагрузки и их среднеквадратические отклонения; Q_B , σ_{QB} и M_{nes} , σ_{Mnes} – средние значения поперечной силы и изгибающего момента, воспринимаемые сечением и их среднеквадратические отклонения.

Расчетное значение поперечной силы, воспринимаемой бетоном сжатой зоны, определяется как наименее выгодное из двух условий [80] (рис. 5.30):

1) по формуле М.С. Боришанского [23], полученной эмпирически:

$$Q_{B(0)} = \omega \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \quad (5.46)$$

где ω – опытный коэффициент, h_0 – рабочая высота элемента, b – ширина прямоугольного сечения, c – проекция наклонного сечения на ось элемента,

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона при растяжении.

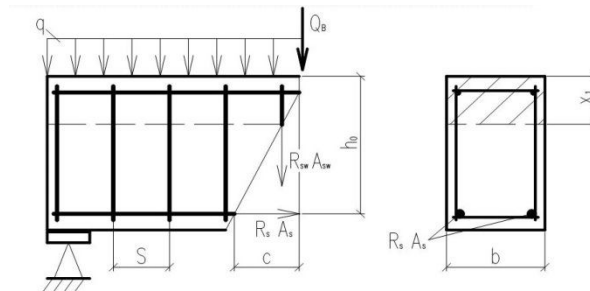


Рис.5.30 Расчетная схема наклонного сечения изгибаемого элемента

Поперечную силу, воспринимаемую наклонным сечением балки, испытывающей влияние агрессивной среды, можно найти, предварительно определив формулу М.С. Боришанского методами сопротивления материалов [81]:

$$Q_{B(t)} = Q_{B(0)} \cdot \left[1 - \frac{x_1}{h_0} \cdot \left(1 - \frac{R_{bt(t)}}{R_{bt}} \right) \right], \quad (5.47)$$

где x_1 – координата фронта деградации, $R_{bt(t)}$ – расчетное сопротивление бетона при растяжении на период времени t .

2) по формуле:

$$Q_{B(0)} = 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot (h_0 - x_1) + 2,5 \cdot R_{bt(t)} \cdot b \cdot x_1, \quad (5.48)$$

Расчетным сечением плиты по нормальным сечениям является тавровое сечение (полку в нижней части в расчет не вводим). Несущая способность определяется положением границы сжатой зоны, она может находиться в полке или ребре. При действии агрессивной среды возможны 6 случаев взаимного расположения границы сжатой зоны x и координаты фронта деструкции x_1 , рис.4.

Установлено, что: x_1 – координату фронта деструкции бетона можно определить по формуле:

$$x_1 = k(\xi) \sqrt{D_k t}, \quad (5.49)$$

где, $k(\xi)$ – характеристика точности определения границы разрушения материала агрессивной средой, проникающей вглубь материала, D_k – коэффициент диффузии агрессивной среды, t – длительность действия агрессивной среды.

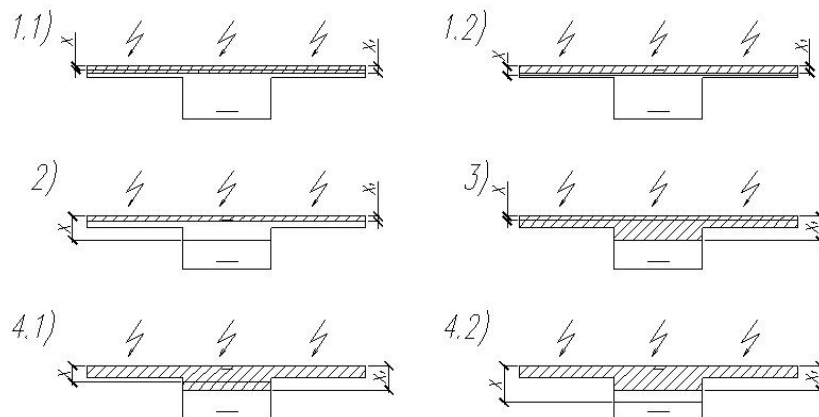


Рис.5.31 Случай взаимного расположения x и x_1

$R_{bt(t)}$ – величина, характеризующая изменение прочностных свойств бетона во времени под воздействием агрессивной среды, определяется по формуле:

$$R_{bt(t)} = R_{bt} e^{-\gamma \cdot t}, \quad (5.50)$$

Для вычисления долговечности была составлена программа, позволяющая определить прочность сечений нормальных к продольной оси изгибаемого элемента в зависимости от реализации одного из шести случаев взаимного расположения координаты фронта агрессивной жидкости и верхней полки плиты и несущую способность наклонных сечений по формулам с учетом времени и статистической изменчивости параметров.

Для определения индекса надежности γ был использован метод Монте-Карло. При расчете учитывалась изменчивость средних и среднеквадратических отклонений значений расчетно-конструктивных параметров элементов. Количество испытаний приняли равным 100000.

Значения статистических характеристик параметров конструкций, использованные в расчете, приведены в главе 4. Графики на рисунке 5.32 представляют собой результаты численного эксперимента

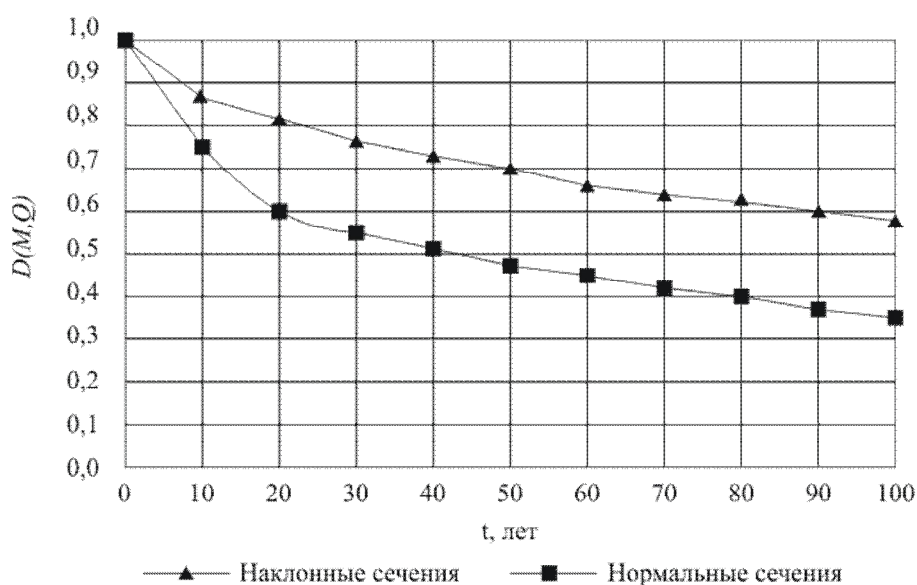


Рис. 5.32. График изменения величины деградационной функции $D(Q)$ и $D(M)$ во времени

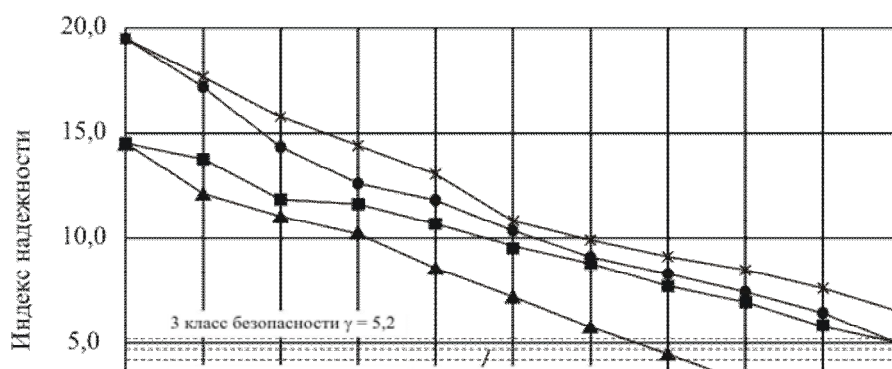


Рис.5.33 График изменения индекса надежности во времени при различных коэффициентах диффузии ($D_k = 0,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{с}$, $1,5 \cdot D_k$)

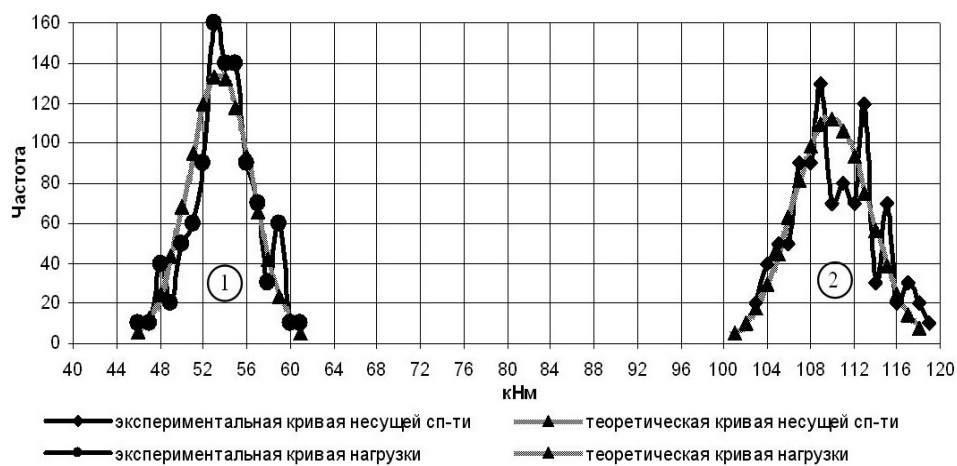


Рис.5.34 Графики статистического распределения внешней нагрузки (1) и несущей способности (2) по сечениям нормальным к продольной оси элемента

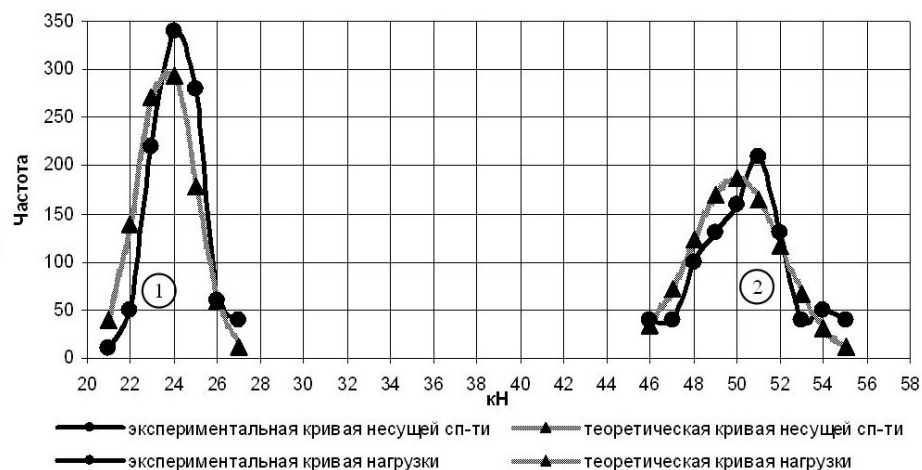


Рис.5.35 Графики статистического распределения внешней нагрузки (1) и несущей способности (2) по сечениям наклонным к продольной оси элемента

Из графиков видно, что на ранних сроках эксплуатации (0-30 лет) происходит резкое снижение прочности сечений нормальных к продольной оси. Так, снижение прочности нормальных сечений на 45 % происходит уже к 30 годам. Кривая, характеризующая изменение прочности наклонных сечений, имеет более плавный характер. В этом случае работает только бетон, и под воздействием агрессивной среды происходит постепенное «выключение» деградировавшей зоны из работы сечения. Анализируя полученные данные, можно сделать вывод о том, что надежность плиты в большей мере определяется прочностью сечений нормальных к продольной оси элемента.

Графики изменения индекса надежности (индекса Н.С. Стрелецкого), построенные из условия прочности сечений нормальных и наклонных к продольной оси элемента, при различных коэффициентах диффузии приведены на рисунке 5.34.

Из графиков на рисунке 5.34 видно, что изменение коэффициента диффузии оказывает наибольшее влияние на индекс надежности γ , определенный из условия прочности сечений наклонных к продольной оси элемента, так плита перестает соответствовать 3 классу по безопасности примерно на 30 лет раньше при увеличении коэффициента диффузии в 1,5 раза.

Большой запас прочности плиты по нормальным и наклонным сечениям обуславливает то, что кривые распределения усилий от внешних нагрузок и несущей способности элемента при сроке эксплуатации 50 лет не пересекаются. (рис. 5.34 - 5.35).

На основании полученных результатов установлено, что плиты обладают значительным запасом прочности при работе по сечениям нормальным и наклонным к продольной оси. Надежность, определенная из условия прочности сечений нормальных к продольной оси, значительно ниже, чем определенная из условия прочности наклонных сечений, поэтому расчет по нормальным сечениям

должен быть основным при определении долговечности.

5.8 Моделирование работы пластинок взаимодействующих с агрессивной средой

В работе произведена численная реализация расчета пластинки, работающей без трещин в агрессивной среде, основанная на инкрементальной модели академика РААСН В.В. Петрова [82].

Задача была решена методом последовательных нагружений, в соответствии с которым производилось последовательное догружение пластинки поперечной нагрузкой и последующее решение дифференциального уравнения (5.51) относительно w .

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[D_k^0 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \right] + \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \left(D_k^0 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) + \\ & + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left[D_k^0 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \right] = \Delta q_0 f(x, y) \end{aligned} \quad (5.51)$$

Проникновение агрессивной среды вглубь материала на величину приращения фронта деструкции приводит к появлению дополнительных прогибов, величина которых определялась из последовательного решения уравнения:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[D_k^0 \left(\frac{\partial^2 w_{ac}}{\partial x^2} + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 w_{ac}}{\partial y^2} \right) \right] + \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \left(D_k^0 \frac{\partial^2 w_{ac}}{\partial x \partial y} \right) + \\ & + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left[D_k^0 \left(\frac{\partial^2 w_{ac}}{\partial y^2} + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 w_{ac}}{\partial x^2} \right) \right] = \Delta q_\phi(x, y) \end{aligned} \quad (5.52)$$

С помощью реализованной модели построены графики изменения уровня напряжений во времени при различных концентрациях агрессивной среды (рис. 5.37 – 5.39). Верхняя ниспадающая кривая соответствует пределу прочности для определенного материала. Интенсивность напряжений в наиболее опасной точке сечения описывают восходящие кривые, полученные расчетным путем. В точке пересечения происходит разрушение конструкции.

В расчете принималась пластинка со следующими исходными данными: размеры в плане 4×4 м, высотой поперечного сечения 18 см.

На рисунке 5.40 представлены графики долговечности пластинки, подверженной воздействию агрессивной среды, которые свидетельствуют о том что долговечность материала существенно снижается с ростом концентрации агрессивной среды

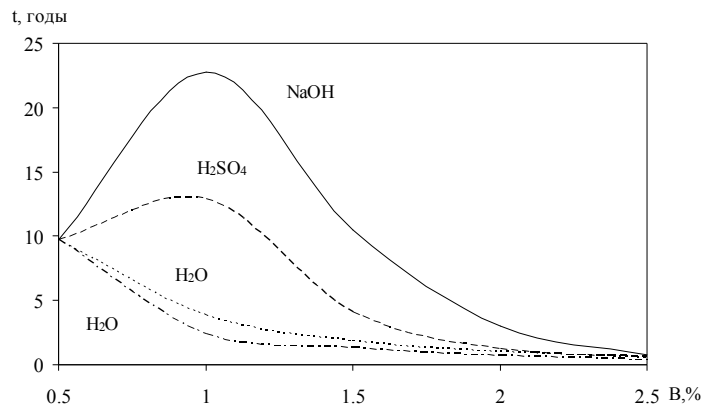


Рис. 5.36 Графики зависимости долговечности от концентрации агрессивной среды, $q/q_{\max}=0.3$

Экспериментально установлено, что свойства материала в начальный момент времени при действии агрессивной среды могут улучшаться, что хорошо заметно на теоретических зависимостях [5.36]

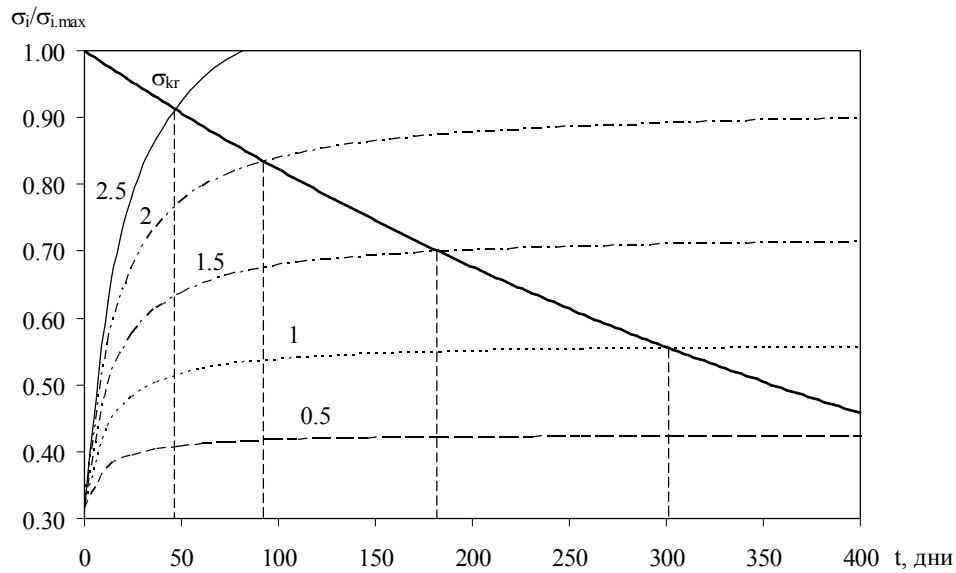


Рис. 5.37 Графики изменения напряжений во времени при разных концентрациях агрессивной среды $q/q_{\max}=0.3$

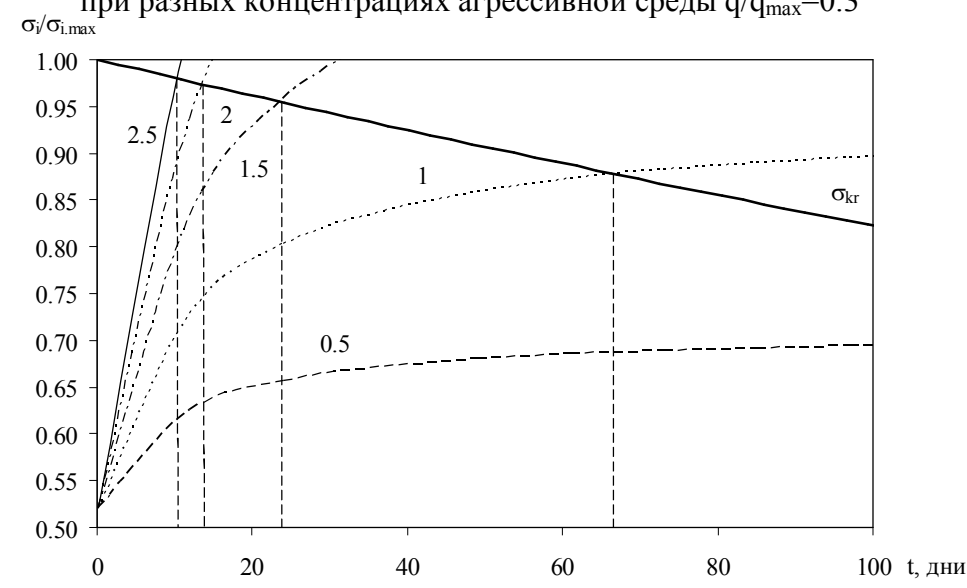


Рис. 5.38 Графики изменения напряжений во времени при разных концентрациях агрессивной среды $q/q_{\max}=0.5$

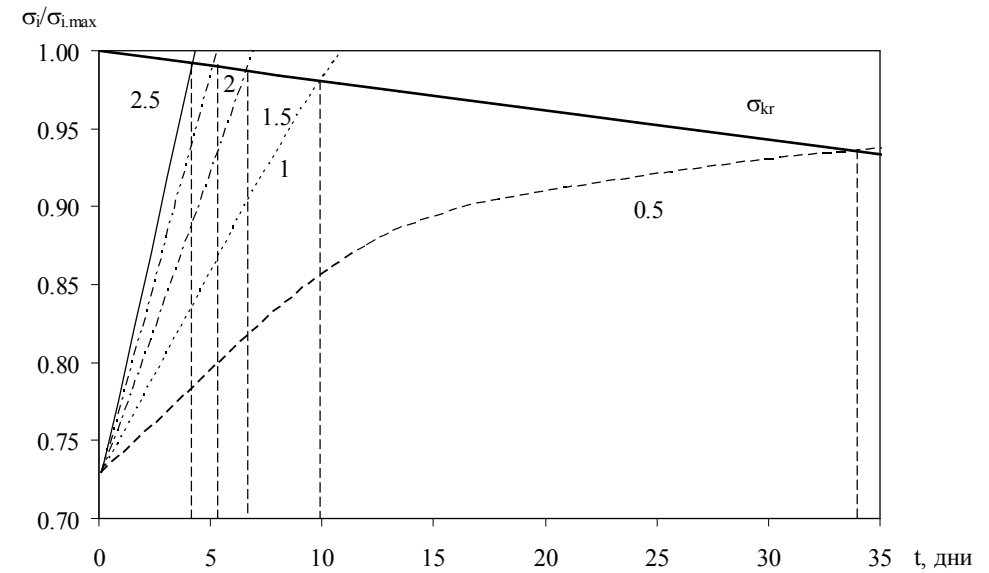


Рис. 5.39 Графики изменения напряжений во времени при разных концентрациях агрессивной среды $q/q_{\max}=0.7$

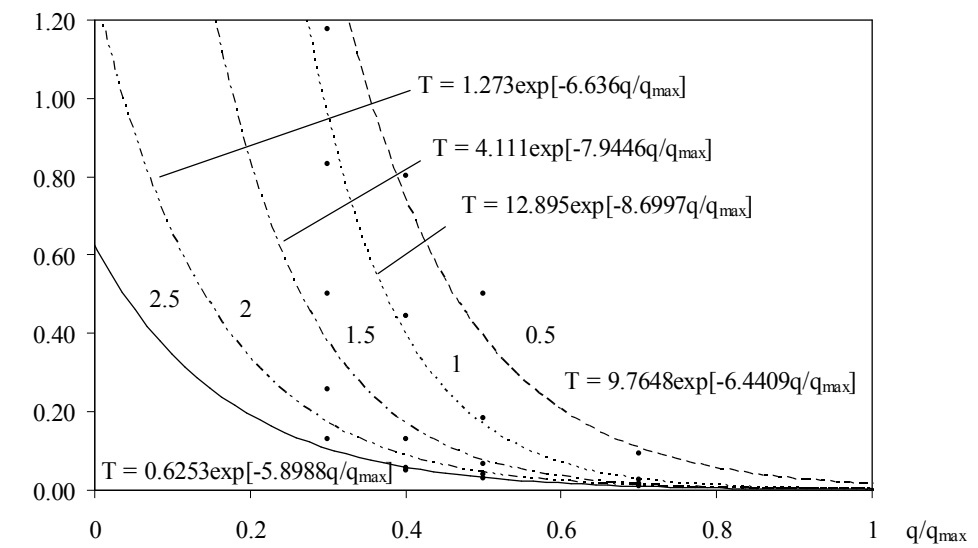


Рис. 5.40 Графики долговечности для разных концентраций агрессивной среды B_0

Таблица 5.3

Сравнение прогибов балки и плиты при различном соотношении сторон плиты

Внешняя нагрузка		Максимальный прогиб балки, мм	Прогиб, рассчитанный методом конечных разностей для пластины с длинной меньшей стороны 2 м, при отношении сторон											
			1		2		4		8		16		25	
			Значение, мм	Расхождение, %	Значение, мм	Расхождение, %	Значение, мм	Расхождение, %	Значение, мм	Расхождение, %	Значение, мм	Расхождение, %	Значение, мм	Расхождение, %
$P_{\max}^?$ кН/м	25	1,70	0,00	100	0,21	88	0,43	75	0,85	50	1,45	15	1,68	1
$P_{\max}^?$ кН/м	50	3,40	0,00	100	0,41	88	0,86	75	1,71	50	2,90	15	3,37	1
$P_{\max}^?$ кН/м	75	5,10	0,00	100	0,62	88	1,29	75	2,56	50	4,35	15	5,05	1
$P_{\max}^?$ кН/м	100	6,79	0,00	100	0,82	88	1,71	75	3,42	50	5,80	15	6,74	1
$P_{\max}^?$ кН/м	125	8,49	0,00	100	1,03	88	2,14	75	4,27	50	7,26	15	8,42	1
$P_{\max}^?$ кН/м	150	10,19	0,00	100	1,23	88	2,57	75	5,13	50	8,71	15	10,11	1
$P_{\max}^?$ кН/м	175	11,89	0,00	100	1,44	88	3,00	75	5,98	50	10,16	15	11,79	1
$P_{\max}^?$ кН/м	200	13,59	0,00	100	1,64	88	3,43	75	6,84	50	11,61	15	13,47	1
$P_{\max}^?$ кН/м	225	15,29	0,00	100	1,85	88	3,86	75	7,69	50	13,06	15	15,16	1
$P_{\max}^?$ кН/м	250	16,98	0,00	100	2,06	88	4,29	75	8,55	50	14,51	15	16,84	1

В таблице 5.3 приведены данные расчета прогибов пластины при различном соотношении сторон. Полученные результаты свидетельствуют о том что, при определенном соотношении геометрических параметров, долговечность плиты может быть с достаточной точностью рассчитана как для балки по приведенным выше методикам для изгибаемых элементов. Инкрементальная модель в данном случае может быть применена для определения наиболее опасного сечения плиты.

5.9 Выводы

1. Произведена оценка надежности железобетонных конструкций вероятностным методом. Установлены основные расчетно-конструктивные параметры, влияющие на надежность конструкций. Предложена методика проектирования внецентренно-сжатых элементов с заданным уровнем надежности.

2. Произведен анализ надежности конструкции, подверженной влиянию агрессивной среды. Воздействие агрессивной среды сильно снижает надежность возводимых зданий и сооружений. Следовательно, воздействие данного фактора должно быть учтено при проектировании строительных конструкций.

3. Построены (с применением численных методов) графики долговечности плит, работающих без трещин в условиях агрессивных сред и нагрузок. Установлены закономерности изменения прогибов, изгибающих моментов, поперечных сил, нормальных напряжений от конструктивных параметров плит.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

1. Предложена методика расчета и прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, основанная на детерминированных и вероятностных моделях деградации, которая позволяет оценить остаточный ресурс армобетонных конструкций, работающих в условиях действия агрессивной среды.

2. Разработана методика определения основных параметров деградации, которая дает возможность неразрушающими методами в процессе эксплуатации контролировать основные показатели качества бетона, моделировать развитие деградационных процессов и прогнозировать изменение несущей способности, жесткости и трещиностойкости конструкций во времени.

3. Произведен анализ работы железобетонных элементов в условиях действия жидкой агрессивной среды, содержащей сульфат ионы. Установлено, на начальном этапе взаимодействия материала с агрессивной средой можно выделить три зоны деградации: латентную, активную и нулевую. Впервые по изохронам деградации определены: глубинный показатель, описывающий изменение координаты фронта деструкции во времени; параметр D - характеризующий скорость продвижения фронта деградации.

4. Построены феноменологические модели деградации и определены деградационные функции для железобетонного изгибаемого элемента. Определено влияние основных расчетно-конструктивных параметров на долговечность конструкции.

5. Методом анализа статистической изменчивости получены обоснованные статистические характеристики расчетно-конструктивных параметров железобетонных конструкций.

6. Вероятностными методами произведен анализ работы конструктивных элементов зданий и сооружений при совместном действии нагрузки и агрессивной среды. Установлены основные расчетные параметры, статистическая изменчивость которых оказывает наибольшее влияние на надежность железобетонных конструкций. Построены графики изменения надежности армобетонных элементов во времени.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести. М.: Стройиздат, 1973. 432 с.
2. Алексеев С.Н., Розенталь Н.К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. М.: Стройиздат, 1976. 205 с.
3. Анисимов А.В. Деградационные процессы в железобетоне мостовых конструкций. Методы оценки и прогнозирования. Дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук. Саранск, 2003. 185 с.
4. Аугусти Г., Баратта А., Каммата Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. М.: Стройиздат, 1988. 580 с.
5. Бабушкин В.И. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1968. 187 с.
6. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. М.: Стройиздат, 1970.
7. Баженов Ю.М. Технология бетона. М.: Высшая школа, 1987. 415 с.
8. Белов В.В., Андреев Н.В., Никишин С.Е. Оценка эксплуатационных и предельных состояний, проектного и остаточного ресурсов коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов с позиций блочной модели деформирования // Второй международный симпозиум. Проблемы современного бетона и железобетона. 4.1. Бетонные и железобетонные конструкции. Минск. 2009. С. 127-139.
9. Болгов А.Н. Надежность формул СП 52-101-2003 при расчете на продавливание // ПГС, 2013. № 2. С. 41-43.
10. Болотин В. В. Изменчивость пределов прочности хрупких материалов и ее связь с масштабным фактором // Строительная механика и расчет сооружений, 1969, № 4.
11. Болотин В. В. О сочетании случайных нагрузок, действующих на

сооружения // Строительная механика и расчет сооружений, 1962, № 2.

12. Болотин В. В. Об упругих деформациях подземных трубопроводов, прокладываемых в статистически неоднородном грунте // Строительная механика и расчет сооружений, 1965, № 1.

13. Болотин В. В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М.: Стройиздат, 1971.

14. Болотин В. В. Статистические методы в строительной механике. М.: Стройиздат, 1965, (2-е изд.)

15. Болотин В. В. Статистические методы нелинейной теории упругости оболочек // Известия АН СССР, ОТН, 1958, № 3.

16. Бондаренко В.М. Предложения к теории силового сопротивления поврежденных коррозией железобетонных конструкций. // Тр. РААСН. СП 6-2006. С. 23-27.

17. Бондаренко В.М. К вопросу о влиянии анизотропии и коррозионных повреждений на силовое сопротивление железобетона при знакопеременном нагружении // Academia. Архитектура и строительство. 2011 № 1. С. 101-105.

18. Бондаренко В.М. Конструктивная безопасность эксплуатируемых железобетонных конструкций // Вестник отделения строительных наук РААСН, Выпуск 8, М., 2004. С. 123-129.

19. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях // ПГС, 2013. № 2. С. 28-32.

20. Бондаренко В.М., Ивахнюк В.М. Фрагменты теории силового сопротивления бетона, поврежденного коррозией // Бетон и железобетон. №5. 2003.

21. Бондаренко В.М., Миголь Р.Е. Силовое сопротивление наклонных сечений поврежденных коррозией изгибаемых железобетонных элементов // Вестник ОН РААСН, Выпуск 10, Владивосток, 2006. С. 47-52.

22. Бондаренко В.М., Творогова М.Н., Исаева Е.М. Практический расчет силового сопротивления сжатых железобетонных стержней поврежденных

коррозией // Вестник отделения строительных наук РААСН. Выпуск 10, Владивосток, 2006. С. 52-56.

23. Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней хомутов в изгибаемых элементах по стадии разрушения М: Стройиздат, 1963.

24. Булычев С.И., Алехин В.П. Испытание материалов непрерывным вдавливанием индентора. М.: Машиностроение, 1990. 224 с.

25. Весаускас С.С., Жидонис В.Ю. Диаграмма твердения и ее применение для определения характеристик прочности металлов // Заводская лаборатория. 1962. №5. С. 582-585.

26. ГОСТ 22690-88. «Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля»

27. ГОСТ Р 53231- 2008 «Бетоны. Правила контроля и оценки прочности

28. Григорович В.К. Твердость и микротвердость металлов. М.: Наука, 1976. 230 с.

29. Гузеев Е.А. Основы расчета и проектирования железобетонных конструкций повышенной стойкости в коррозионных средах. Автореферат – дисс. д-ра техн. наук / Е.А. Гузеев. М.: НИИТБ, 1981 35 с.

30. Гусев Б.В. Подходы к решению задачи по оценке теоретической прочности бетона // ПГС, 2013. № 7. С. 44-46.

31. Зайцев Г.П. Твердость по Бринеллю как функция параметров пластичности // Заводская лаборатория. 1949, №6. С. 704-717.

32. Калашников В.И. Что такое порошково-активированный бетон нового поколения // Строительные материалы, 2012. № 10. С. 70-72.

33. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.

34. Клованич С.Ф. Надежность и долговечность сооружений. Учебный курс. Одесса: АстрПринт, 2001. 30 с.

35. Комохов П.Г., Латинов В.М, Т.В. Латанова, Ваганов Р.Ф. Долговечность бетона и железобетона. Приложения методов математического моделирования с учетом ингибирующих свойств цементной матрицы. Уфа: Белая

река, 1998, 216 с.

36. Леонович С.Н., Прасол А.В. Железобетон в условиях хлоридной коррозии: деформирование и разрушение // Строительные материалы, 2013. № 5.С. 94-96.

37. Леонович С.Н., Прасол А.В. Модели периода инициирования коррозии арматуры // Строительные материалы, 2012. № 9. С. 74-75.

38. Ли Ф.М. Химия цемента и бетона. М.: Госстройиздат, 1961. 646 с.

39. Лычев А.С., Дормидонтова Т.В. Статистические сведения о параметрах, оценивающих надежность здания и строительных конструкций // Строительный вестник Российской инженерной академии. Вып.7. Изд-во Российской инженерной академии. М., 2006. С. 110-117.

40. Маринин А.Н. Прогнозирование напряженно-деформированного состояния железобетонных мостовых конструкций. Дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук. Волгоград, 2007. 383 с.

41. Марковец М.П. Определение механических свойств металлов по твердости. М.: Машиностроение, 1979. 192 с.

42. Марковец М.П. Определение механических свойств металлов по твердости. М.: Машиностроение, 1979. 192 с.

43. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. М.: Стройиздат, 1980. 536 с.

44. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. М.: Стройиздат, 1980. 536 с.

45. Мошкин Н. А., Равикович А. И. Приложение кинетической концепции прочности к определению долговечности легких сплавов после предварительной пластической деформации // ПМТФ. 1978. N 1. С. 128–132.

46. Нагорняк И. М. Влияние гидромеханической активации цементных вяжущих на долговечность бетонов. Дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук. Саранск, 2006. 201 с.

47. Низина Т.А. Экспериментально-теоретические основы прогнозирования и повышения долговечности защитно-декоративных покрытий.

Дис. на соискание учен. степени доктора техн. наук. Саранск, 2007. 408 с.

48. Овчинников А.Г., Межнякова А.В., Гришина И.Н. Случайный характер деформаций и напряжений железобетонных конструктивных элементов мостов // Вестник ВолгаГАСУ. Сер.: Стр-во. и архит., 2006. Вып. 6(21). С. 107-113.

49. Овчинников И.И., Мигунов В.Н. Долговечность железобетонной балки в условиях хлоридной агрессии // Стр. материалы, 2012. № 9. С. 61-64.

50. Овчинников И.И., Мигунов В.Н. Моделирование ползучести и накопления повреждений в армополимербетонных конструкциях с учетом влияния агрессивной среды // Строительные материалы, 2012. № 2. С. 7-11.

51. Оськин К.В. Долговечность бетонов в ограждающих конструкциях при совместном действии влаги и знакопеременных температур. Дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук. Саранск, 2007. 241 с.

52. Пакомова Е.Г., Маяков А.С. Исследование несущей способности изгибаемых железобетонных конструкций с учетом коррозионных повреждений // Материалы международных академических чтений. Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения. Курск. 2009. С. 161-166

53. Петров М.Г. , Равикович А.И. Кинетический подход к определению долговечности алюминиевых сплавов при различных температурно-временных условиях нагружения // Прикладная механика и техническая физика. 2001. Т. 42, № 4.

54. Полак А.Ф. Расчет долговечности железобетонных конструкций. Уфа: Изд-во Уфимского нефтяного ин-та. 1983. 116 с.

55. Попов Н. Н., ЗабегаевА, В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций: учеб. для строит, спец. вузов. - 2-е изд., перераб. и доп. М.: Высш. шк., 1989. 400 с.

56. Пухонто Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений (силосов, бункеров резервуаров, водонапорных башен, подпорных стен). Монография. М.: Изд-во АСВ, 2004. 424 стр.

57. Райзер В. Д. Расчет и нормирование надежности строительных

конструкций. М.: Стройиздат, 1995. 348 с.

58. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании: Монография. М.: АСВ, 1998. 304 с.

59. Рахимбаев Ш.М. Кинетика процессов кольтации при химической коррозии цементных систем // Бетон и железобетон. 2012, № 6. С. 16-17.

60. Рахимбаев Ш.М., Карпачева Е.Н., Толынина Н.М. О выборе типа цемента на основе теории кольтации при сложном составе агрессивной среды // Бетон и железобетон. 2012. № 5 (578). С. 25-26.

61. Регель В. Р., Слущер А. И., Томашевский Э. Е. Кинетическая природа прочности твердых тел. М.: Наука, 1974.

62. Ржаицын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Строинздэт, 1978. 239 с.

63. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.

64. Ржаницын А.Р. Метод определения допустимых нагрузок на сооружения. — В кн.: Исследовательские работы по инженерным конструкциям, вып. 2. М., Стройиздат, 1949.

65. Ржаницын А.Р. Определение коэффициента запаса прочности сооружений // Строительная промышленность, 1947, № 8.

66. Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. Изд. 2-е. М.: Стройвоениздат, 1954. 287 с.

67. Ржаницын А.Р. Статистическое обоснование расчетных коэффициентов. — В кн.: Материалы к теории расчета конструкций по предельному состоянию, вып. 2. М.: Стройиздат, 1949.

68. Римшин В.И., Шубин Л.И., Савка А.В. Ресурс силового сопротивления железобетонных конструкций инженерных сооружений // ACADEMIA, №5, 2009 – М.НИИСФ РААСН. С. 483-491.

69. Розенталь Н.К. Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости. М.: ФГУП УПП, 2006. 520 с.

70. Сахновский К.В. Железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1961.

840 с.

71. Селяев В.П. Основы теории расчета композиционных конструкций с учетом действия агрессивных сред: автореф. Дис. Д-ра техн. наук В.П. Селяев. М.: 1984. 36 с.

72. Селяев В.П. Оценка и прогнозирование долговечности строительных конструкций, зданий и сооружений // Вестник отделения строительных наук. Выпуск 1, 1996. РААСН. С. 96-98.

73. Селяев В.П., Куприяшкина Л.И., Кечуткина Е.Л. Развитие флюктуационной теории прочности на основе модели Бозе-Эйнштейна // Фундаментальные и прикладные проблемы науки. Том 2. – Материалы VI Международного симпозиума. – М., РАН.2011. С. 60-66.

74. Селяев В.П., Низина Т.А. Оценка долговечности железобетонных конструкций с применением метода деградационных функций // Второй международный симпозиум. Проблемы современного бетона и железобетона. 4.1. Бетонные и железобетонные конструкции. Минск. 2009. С. 369-385.

75. Селяев В.П., Ошкина Л.М., Селяев П.В., Сорокин Е.В. Исследование химической стойкости цементных бетонов с учетом сульфатной коррозии // Региональная архитектура и строительство № 1 (15), 2013. С. 4-11.

76. Селяев В.П., Соломатов В.И., Ошкина Л.М. Химическое сопротивление наполненных цементных композитов. Саранск: изд-во Мордов. ун-та, 2001. 152 с.

77. Селяев В.П., Соломатов В.И., Ошкина Л.М. Химическое сопротивление наполненных цементных композитов. Саранск: Изд-во. Мордов. ун-та, 2001. 152 с.

78. Селяев В.П., Соломатов В.И., Ошкина Л.М., Химическое сопротивление цементных бетонов.

79. Селяев В.П., Уткина В.Н., Селяев П.В., Сорокин Е.В. Анализ надежности внецентренно сжатых железобетонных колонн // Приволжский научный журнал. №4, 2011. С. 46-53.

80. Селяев В.П., Уткина В.Н., Селяев П.В., Уткин И.Ю., Петров И.С.,

Колдин А.О. Оценка надежности и долговечности плит, изготовленных методом безопалубочного формования, на длинных стендах // Вестник ТГАСУ № 2, 2010. С. 176 – 187.

81. Селяев П.В. Определение поперечной силы, воспринимаемой бетоном, при расчете наклонных сечений изгибаемых элементов на совместное действие силовых факторов и агрессивных сред. Долговечность строительных материалов и конструкций. Материалы науч. – практ. конф./Под ред. чл.-корр. РААСН, д-ра техн. наук, проф. В.П. Селяева // Саранск: Изд-во Мордов. ун-та. 2000. С.59-61.

82. Селяев П.В. Расчет призматических полимербетонных резервуаров с учетом действия агрессивной среды. Дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук.. Орел, 2009. 183 с.

83. Соколов В.А. Применение вероятностных методов для оценки технического состояния железобетонных балок // Второй международный симпозиум. Проблемы современного бетона и железобетона. 4.1. Бетонные и железобетонные конструкции. Минск. 2009. С. 399-409.

84. Соломатов В.И. Технология полимербетонов и армополимербетонных изделий. М.: Стройиздат, 1984. 141с.

85. Соломатов В.И., Селяев В.П. Химическое сопротивление композиционных строительных материалов. М.: Стройиздат, 1987. 264с.

86. Соломатов В.И., Селяев В.П., Соколова Ю.А. Химическое сопротивление материалов. 2-е изд., перераб.и доп. М.: РААСН, 2001. 223 с.

87. Соломатов В.И., Селяев В.П. Химическое сопротивление композиционных строительных материалов. М.: Стройиздат, 1987. 264 с.

88. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций, зданий и сооружений. М.: 2011. 64 с.

89. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* СНиП Нагрузки и воздействия.

90. Сугак Е.В., Назаров Г.Г., Королев В.Л., Мангараков С.А. Основы теории надежности: Учеб.пособие для студентов технических специальностей

вузов. Красноярск: Сиб.аэрокосм.акад. НИИ СУВПТ, 1998. 380 с.

91. Тылевич И.Н. Определение механических свойств судостроительных материалов методом вдавливания // Тр. ЦНИИ технологии судостроения. Вып. 23. 1959. 157 с.

92. Уткин В.С., Ярыгина О.В. Расчет надежности железобетонных балок по критерию развития нормальных трещин // Бетон и железобетон. 2013, № 2. С. 18-22.

93. Уткина В.Н., Селяев В.П., В.И. Соломатов. Определение деградационных функций методом микротвердости. Расчет элементов конструкций, подвергающихся воздействию агрессивных сред // Меж.вуз. науч. сб. Саратов. Политехн. ин-т. - Саратов, 1985. С.50-53.

94. Федоров В.С. Основы обеспечения пожарной безопасности зданий.: Учебное пособие. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2004. 176 с.

95. Чебаненко И.И. Армополимербетонные строительные конструкции. М.: Стройиздат, 1988. 440 с.

96. Чернякевич О.Ю., Леонович С.Н. Вероятностный расчет срока службы железобетонных конструкций с коррозией, вызванной образованием трещин, отслаиванием и разрушением // Второй международный симпозиум. Проблемы современного бетона и железобетона. 4.1. Бетонные и железобетонные конструкции. Минск. 2009. С. 500-512

97. Шестоперов С.В. Долговечность бетона транспортных сооружений. М.: Стройиздат, 1966. 217 с.

98. Vamforth P.B. Definition of exposure classes and concrete mix requirements for chloride contaminated environments // In Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, Cambridge: SCI, 1996. P. 176-188.

99. Berke N.S et al. Predicting Chloride Profiles in Concrete // Corrosion. 1994. V. 50. №3. P. 234-239.

100. Billberg P. Mix design model for SCC (the blocking criteria) // Proceedings of the First North American Conference on the design and use of SCC, Chicago,

2002.

101. Ciampoli M. et al. Probability-based durability design of reinforced concrete structures: In Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. Barcelona, 2002.

102. Domone P., Chai H., Jin J. Optimum mix proportioning of self-compacting concrete // Proceedings of International Conference on Innovation in Concrete Structures: Design and Construcion. Dandi, September 1999. Thomas Telford; London. P. 277-285.

103. DuraCrete (1999b), Models for Environmental Actions on Concrete Structures, Document BE95-1347/R3, The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPRCT95-0132, Project BE95-1347, CUR, Gouda, 1999.

104. Frederiksen J.M., Mejlbro L., Poulsen E. The HETEK model of chloride ingress into concrete made simpler by approximations // In Proceedings of 2nd International RILEM Workshop on Testing on Modelling the Chloride Ingress into Concrete, Paris, 2000. P. 317-336.

105. Hausmann, D.A. Steel Corrosion in Concrete // Materials Protection. 1967. № 11. P. 19-23.

106. Hobbs D.W. Chloride ingress and chloride-induced corrosion in reinforced concrete members: In Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction // Cambridge, 1996. P. 124-135.

107. Horrigmoe G., Sand B. Residual Strength of Deteriorated and Retrofitted Conerete Structure // A Numerical Approach, Narvik, Narvay, 2004.

108. Kosmatkas, Kerkoff B, Hooton R. Design and control of Concrete Muxtures. The Guide to Application // Methods and Materials, Eight Canadian Edition. Cement Association of Canada. Ottawa. 2011. P. 35-68.

109. Maage M., Poulsen E. , Vennesland O., Carlsen J.E. Service life model for concrete structure exposed to marine environment, Initiation period. LIGHTCON Report No. 2.4, STF70 A94082 SINTEF, Trondheim, 1995.

110. Marshall D.B, Evans A.G. Measurement of Adherence of Residually stressed Thin Films by Indentation: Mechanics of Interface Delamination // Appl.Phys.

1984. №10. P. 2632-2638.

111. Mejlbro L. The complete solution to Fick's second law of diffusion with time-dependent diffusion coefficient and surface concentration // In Proceedings of CEMENTA's Workshop on Durability of Concrete in Saline Environment, Danderyd, 1996.

112. Nawa T., Izumi T., Edamatsu Y. State of the art report on materials and design of self-compacting concrete // Proceedings of International Workshop on Self-compacting Concrete. August 1998, Kochi University of Technology, Japan. P. 160-190.

113. Nilsson L.-O. A model for convection of chloride, Chapter 7: In HETEK-report No. 83, Danish road directorate, Copenhagen, 1997.

114. Okamura H., Ozawa K. Self-compactable high performance concrete. International Workshop on High Performance Concrete // American Concrete Institute, Detroit. 1994. Pp. 31-44.

115. Poulsen E. Details of the Mejlbro-Poulsen model, Chapter 3: In HETEK-report No. 83, Danish road directorate, Copenhagen, 1997.

116. Schune H. Bond of Corroded Reinforcement // Master's thesis, Getehorg, Sweden, 2006.

117. Seljaev V., Weiss V. Statisticka teorie pevnosti a degradace konstrukcnih plastu. // Vuzkum a hodnoceh; Vztahu Vlivu prostredi nazivotnost konstrukci a material. Praha, 1978. S. 71-89.

118. Steritt G. et al. Reliability-Based Inspection Planning for RC Highway Bridges // Safety, Risk, Reliability // Trends In Engineering. 2001. P. 1001-1007.

119. Su N., Hsu K. - C., Chai H.-W. A. Simple mix design method for self-compacting concrete // Cement and Concrete Research. 2001. № 31. P. 1799-1807.

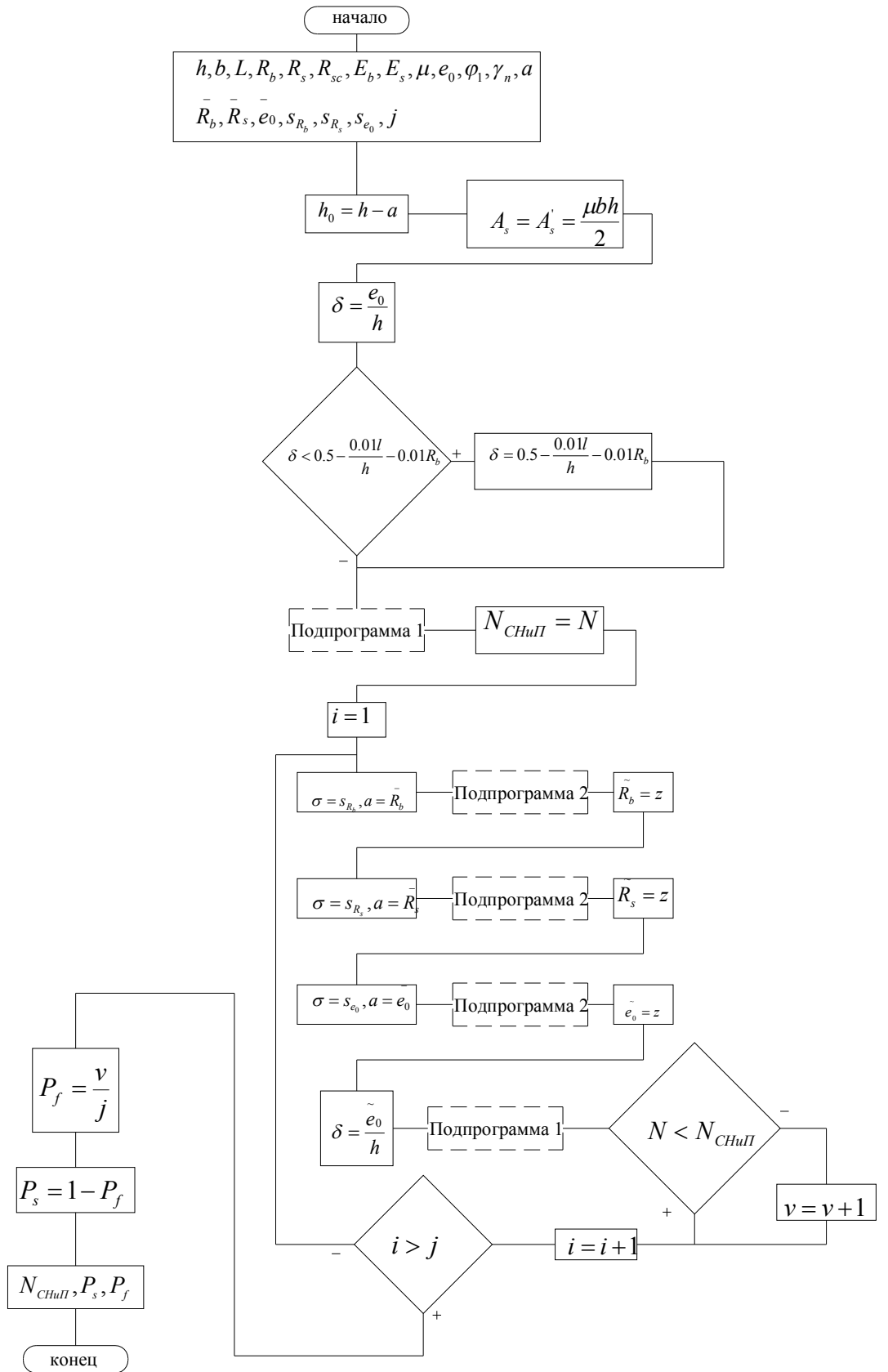
120. Tabor D. The Hardness and Strength of Metals // Inst. Met. 1951.79. P.1-18.

121. Tanarat Potisuk, Christopher C. Higgins, Thomas H. Miller, Solomon C. Yim Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams with Corrosion Subjected to Shear Advances in Civil Engineering. Volume 2011 (2011)

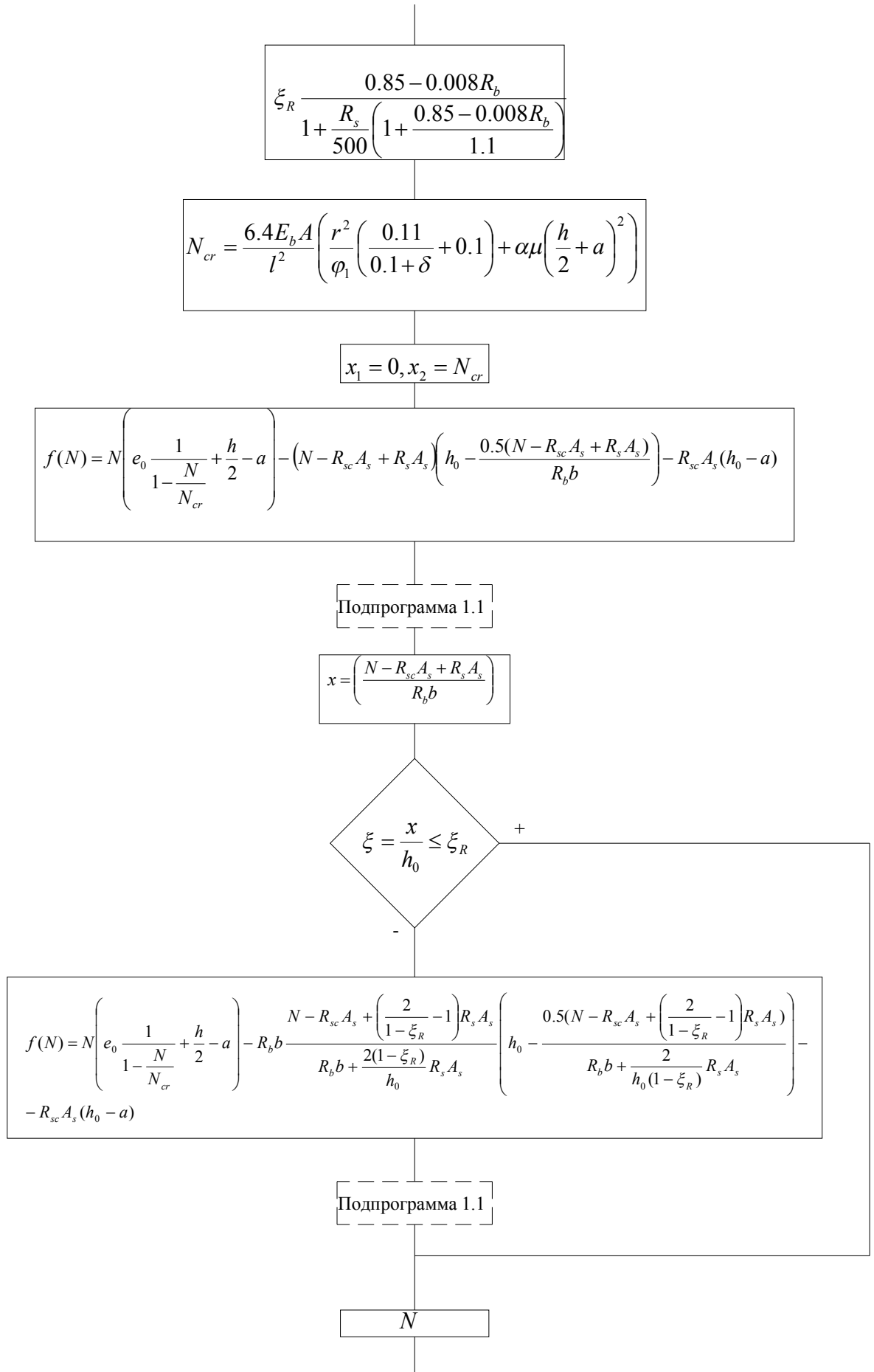
122. Tang L. Chloride transport in concrete: In Measurement and Prediction. Publication Department of Building Materials: Chalmers University of Technology, 1996. 96 p.
123. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete. Specification, Production and Use. BIBM, CEMBUREAU, ERMCO, EFCA, EFNARC. May 2005. 63 p.
124. Thoft-Christensen P. Deterioration of concrete structures: In Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. Barcelona, 2002.
125. Thoft-Christensen P. Estimation of the Service Lifetime of Concrete Bridges: In Proceedings ASCE Structures Congress XV. Portland, Oregon, USA, 1997.
126. Truc O. Prediction of Chloride Penetration into Saturated Concrete: In Multispecies Approach, Publication P-00:4, Department of Building Materials, Chalmers University of Technology, Goteborg, 2000.

Приложение

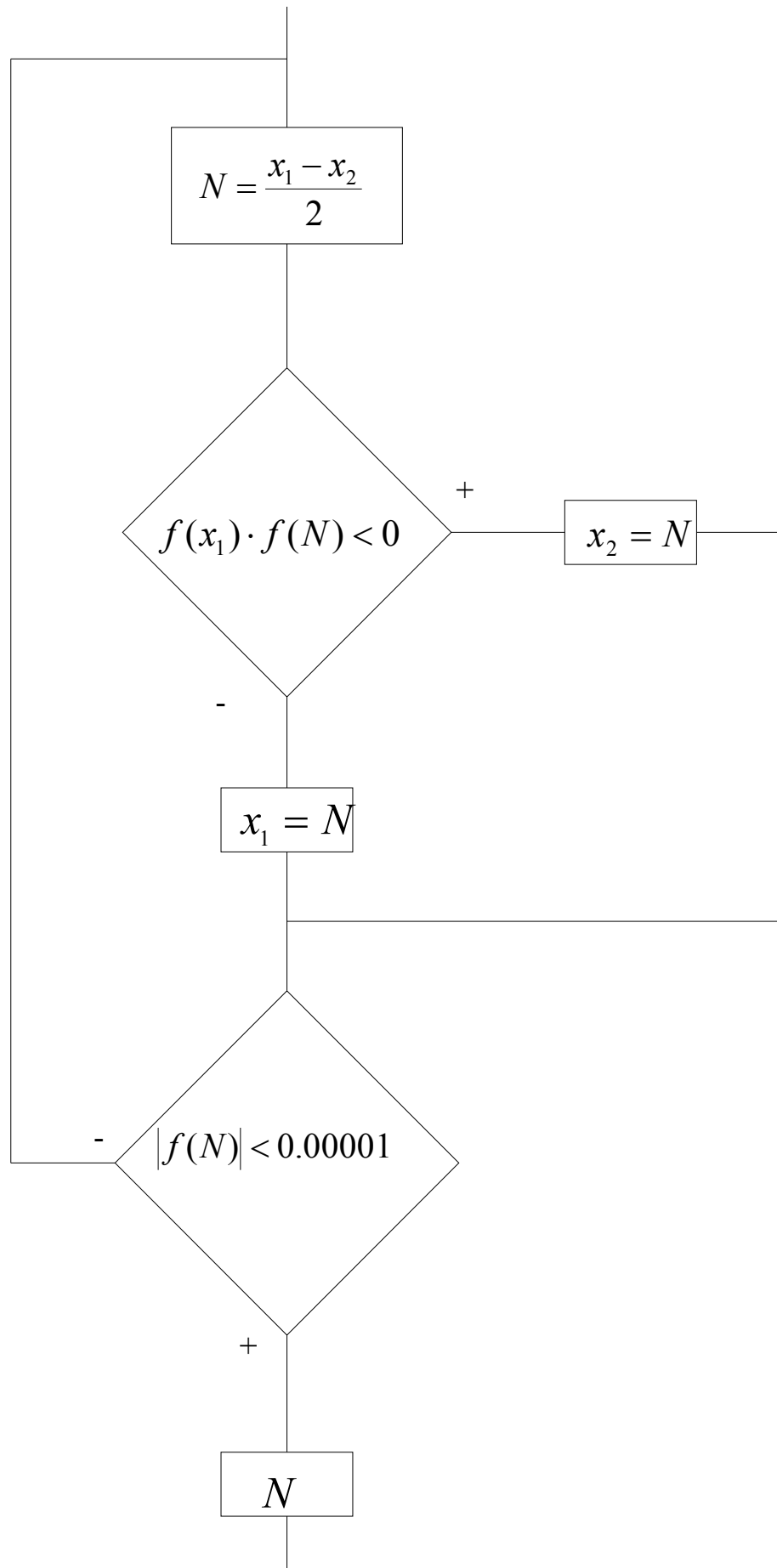
Блок-схема программы расчета обеспеченности несущей способности железобетонной колонны (Подпрограмма 1. Определение несущей способности. Подпрограмма 2. Генерация случайной величины.)



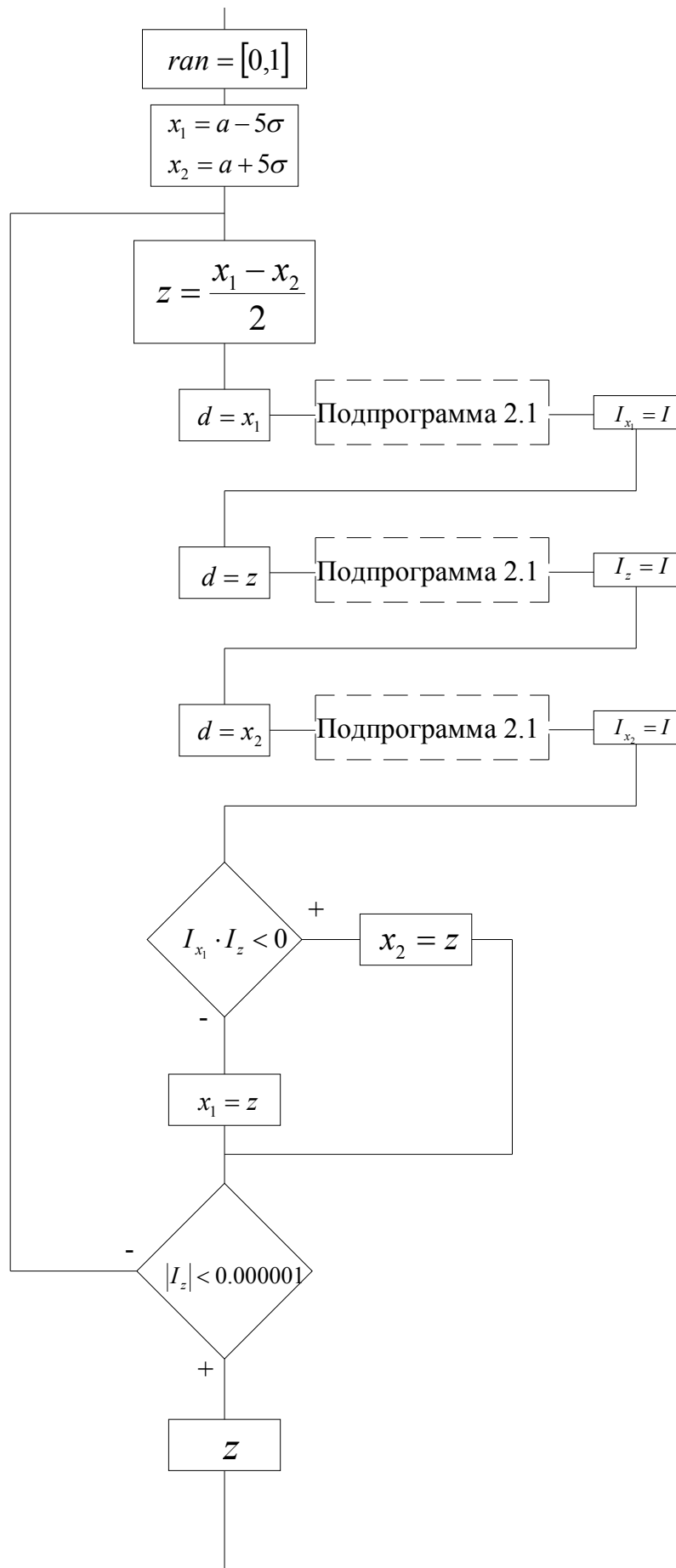
Приложение 2
Подпрограмма 1. Определение несущей способности



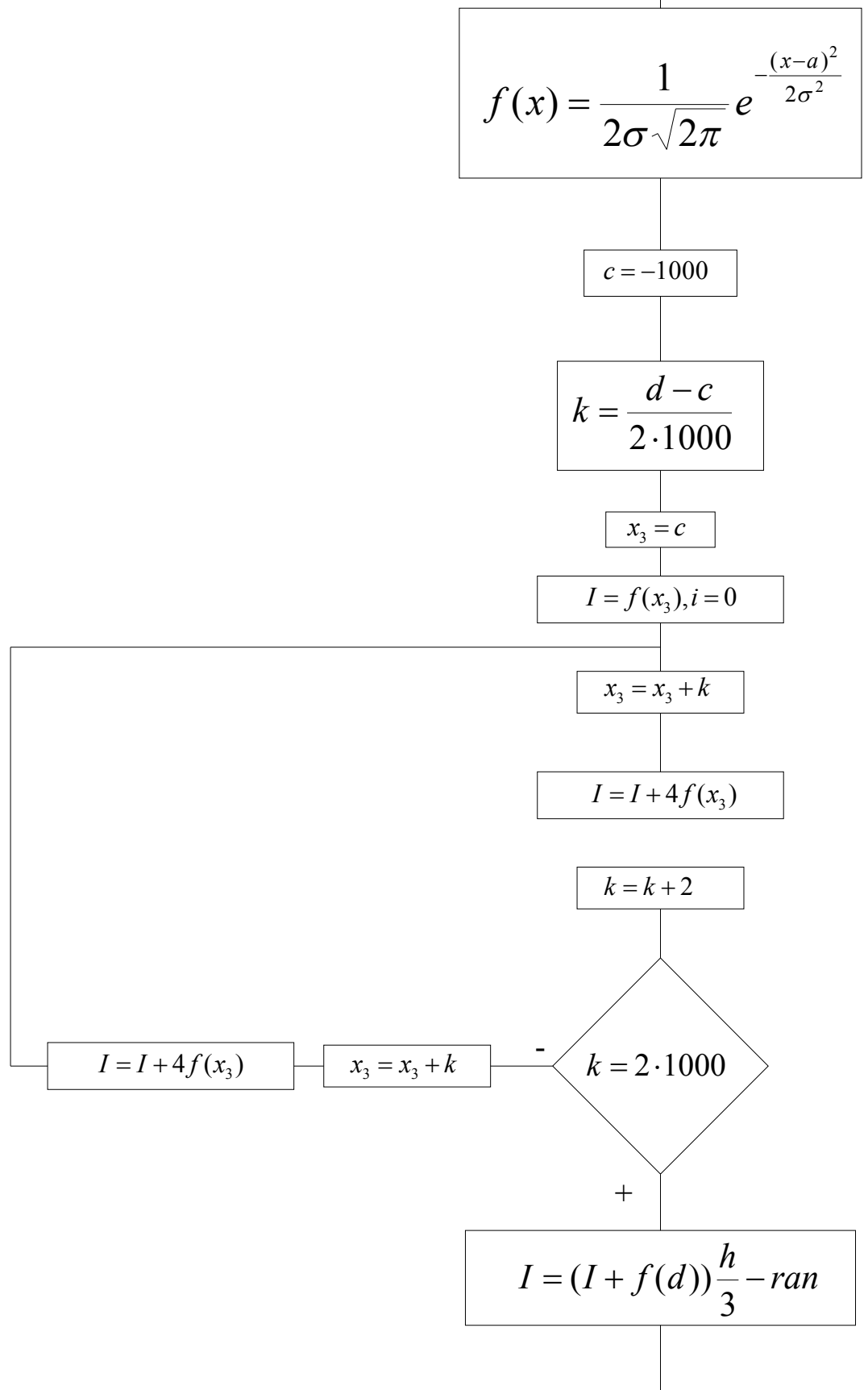
Приложение 3
Подпрограмма 1.1. Вычисление корней уравнения



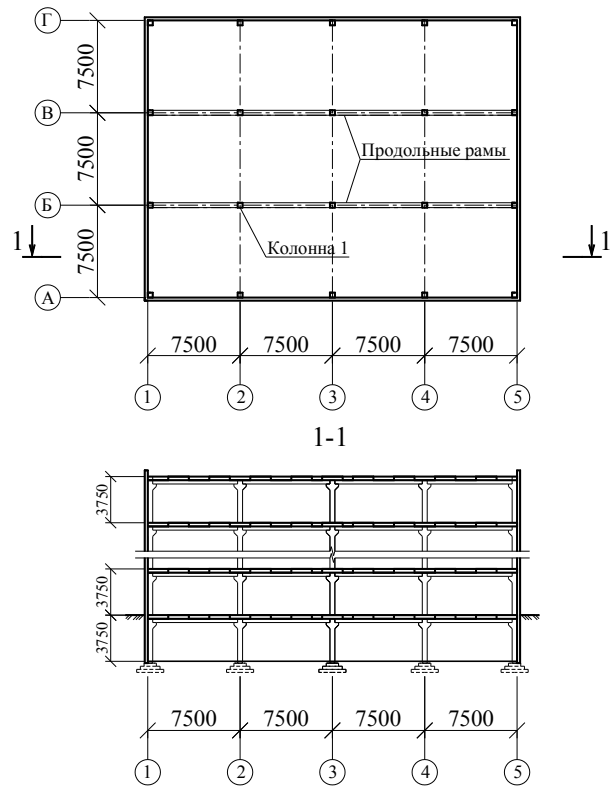
Приложение 4
Подпрограмма 2. Генерация случайной величины



Приложение 5



Вычисление определенного интеграла



Конструктивный план типового этажа и продольный разрез проектируемого
каркасного здания

Сбор нагрузок на колонну

Постоянные нагрузки

Всю постоянную нагрузку (нагрузку от веса колонн, плит перекрытия, ригелей и перегородок) заменяем эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой [57, 58]. Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка, собранная с одного этажа:

$$g_{\text{экв.}} = h_{\text{экв.}} \rho \quad (1)$$

где $\rho = 24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ - плотность бетона,

$h_{\text{экв.}} = 0.3 \text{ м}$ - эквивалентная высота перекрытия.

Временные нагрузки

- кратковременные:

1) нормативные значения равномерно распределенной временной нагрузки на плиты перекрытия принимаем по соответствующим нормам или по имеющимся общим данным для проектирования;

2) нормативную нагрузку от действия ветра при расчете по российским нормам принимаем по [57, 58].

Для Саранска (тип местности В) нормативное значение ветрового давления:

$$W_0 = 0.23 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки W_m - на высоте z над поверхностью земли:

$$W_m = W_0 k c \quad (2)$$

где

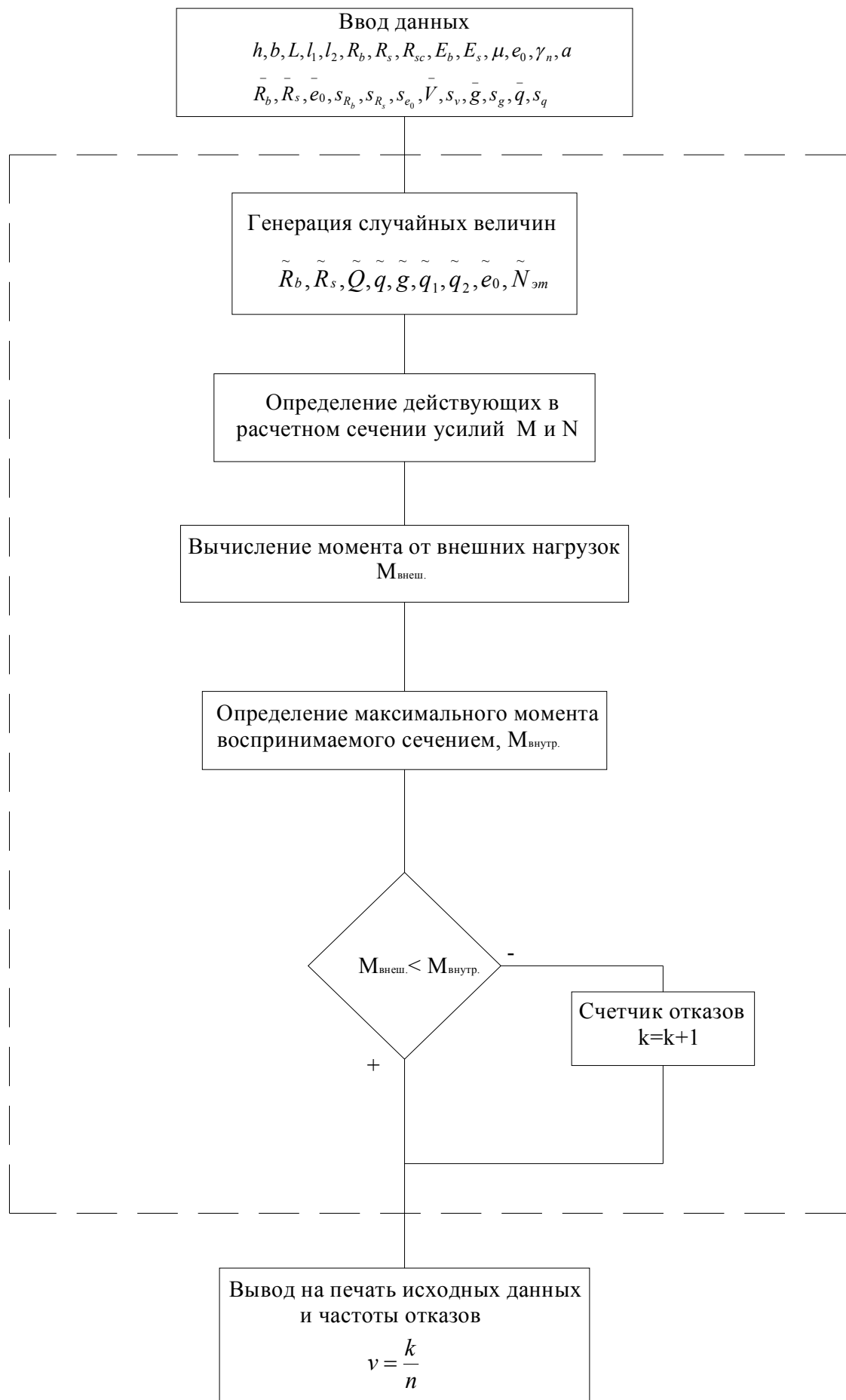
k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте,

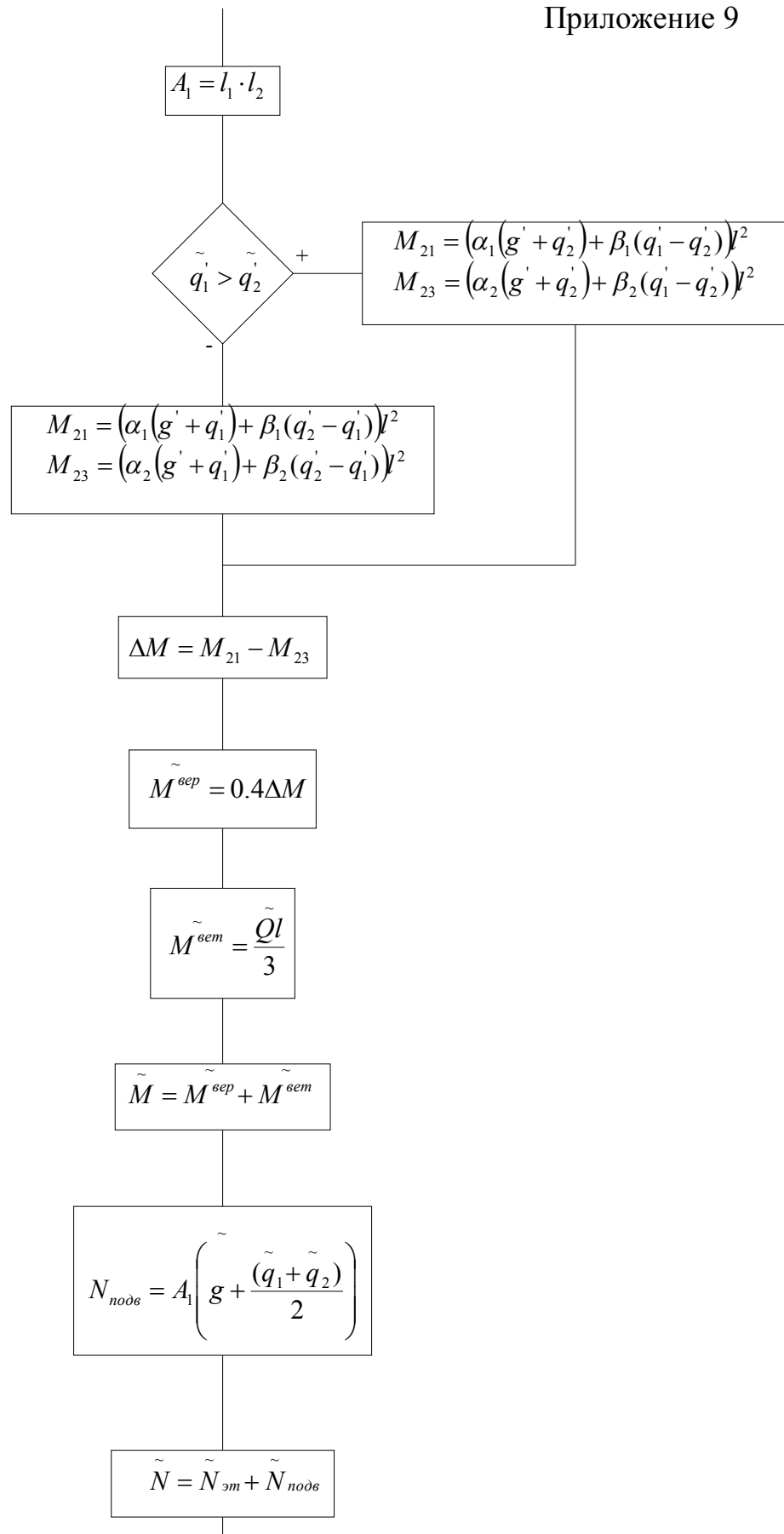
c - аэродинамический коэффициент.

- длительные

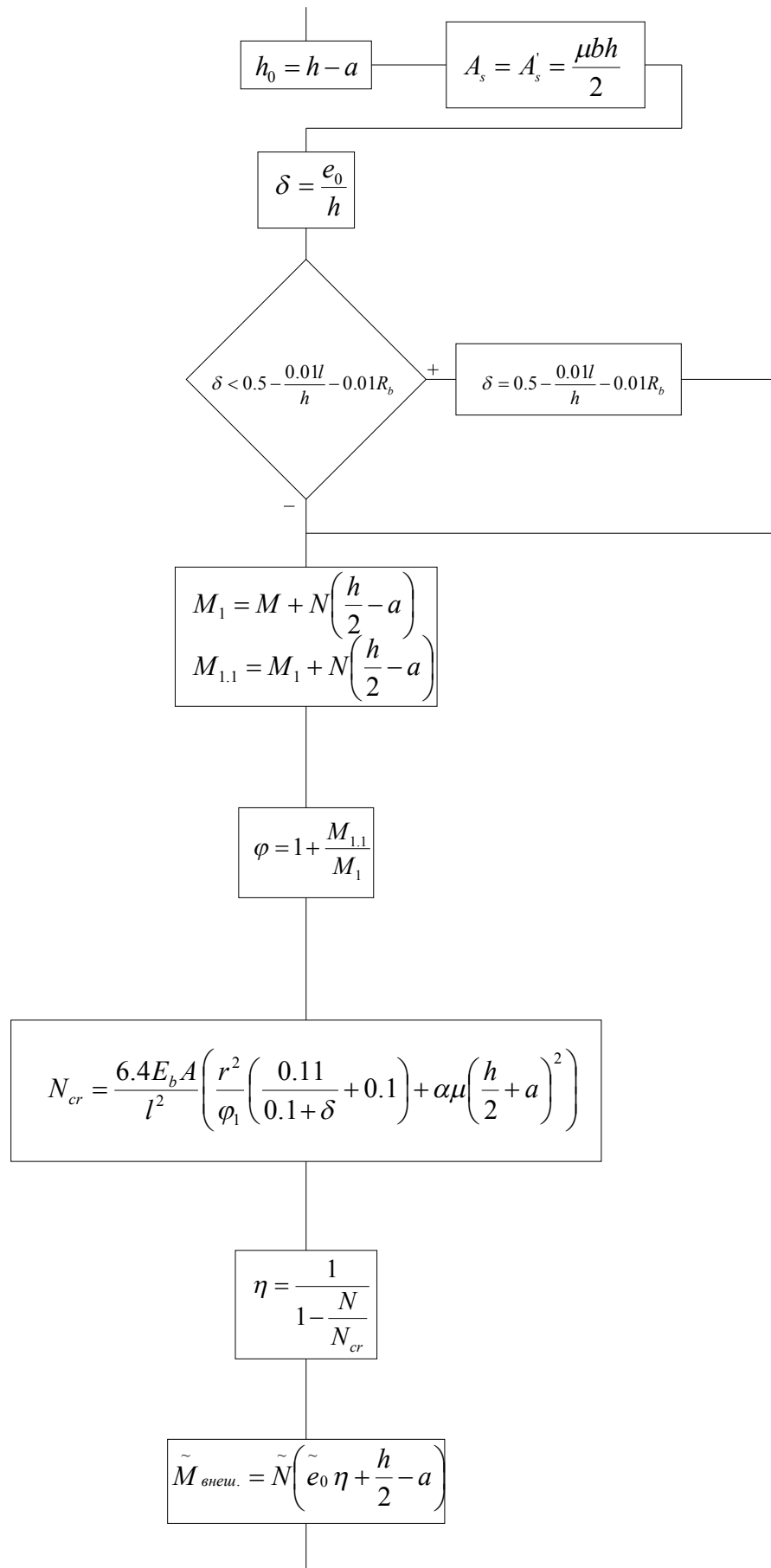
Принимаем по [89].

Блок схема программы вероятностного расчета колонны



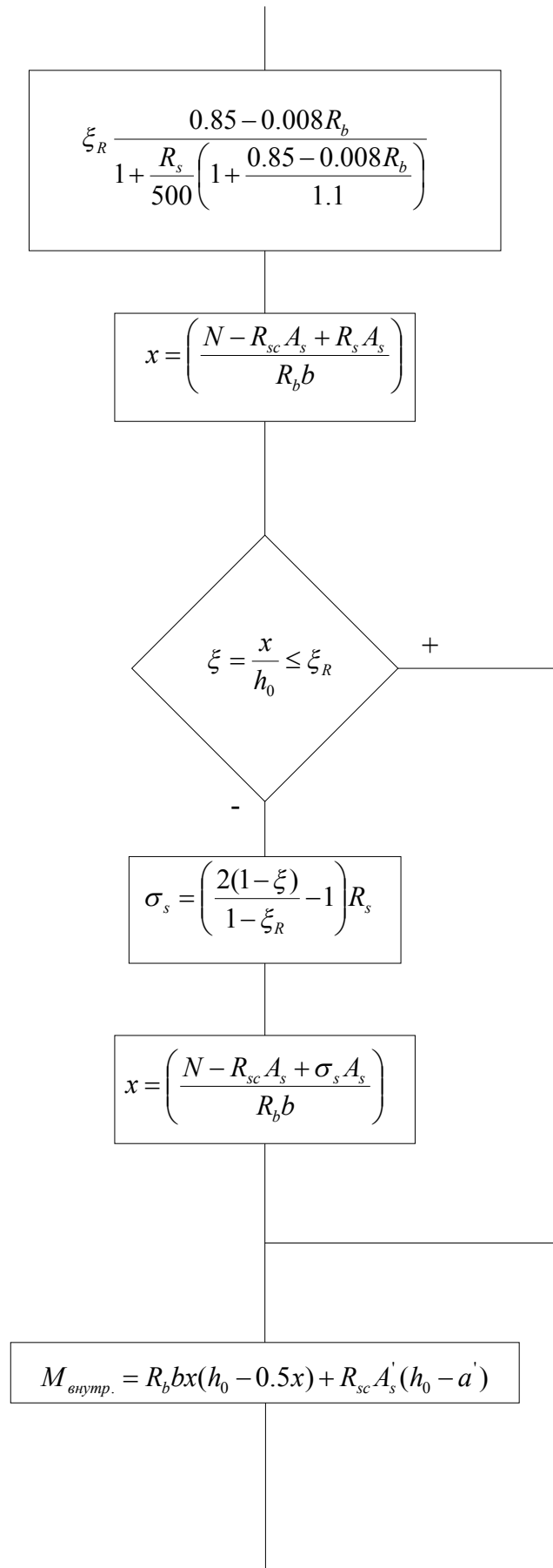


Подпрограмма вычисления
действующих в расчетном сечении усилий M и N



Вычисление момента от внешних нагрузок

Подпрограмма вычисления максимального момента воспринимаемого сечением.



Подпрограмма вычисления максимального момента воспринимаемого сечением.

$$\xi_R = \frac{0.85 - 0.008(\sum R_{bj} S_j) / S}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 + \frac{0.85 - 0.008(\sum R_{bj} S_j) / S}{1.1} \right)}$$

$$x = \frac{N - R_s A_{sc} + R_s A_s \left(\frac{2}{1 - \xi_R} - 1 \right) - [R_{b1} \cdot b \cdot z + 2 \cdot R_b 3,4 \cdot z^2 - R_{b5} \cdot (b - 2z) \cdot z]}{\frac{2 \cdot R_s \cdot A_s}{(1 - \xi_R) \cdot h_0} + [2 \cdot R_b 3,4 \cdot z + R_{b5} \cdot (b - 2 \cdot z)]}$$

$$\frac{x}{h_0} > 1$$

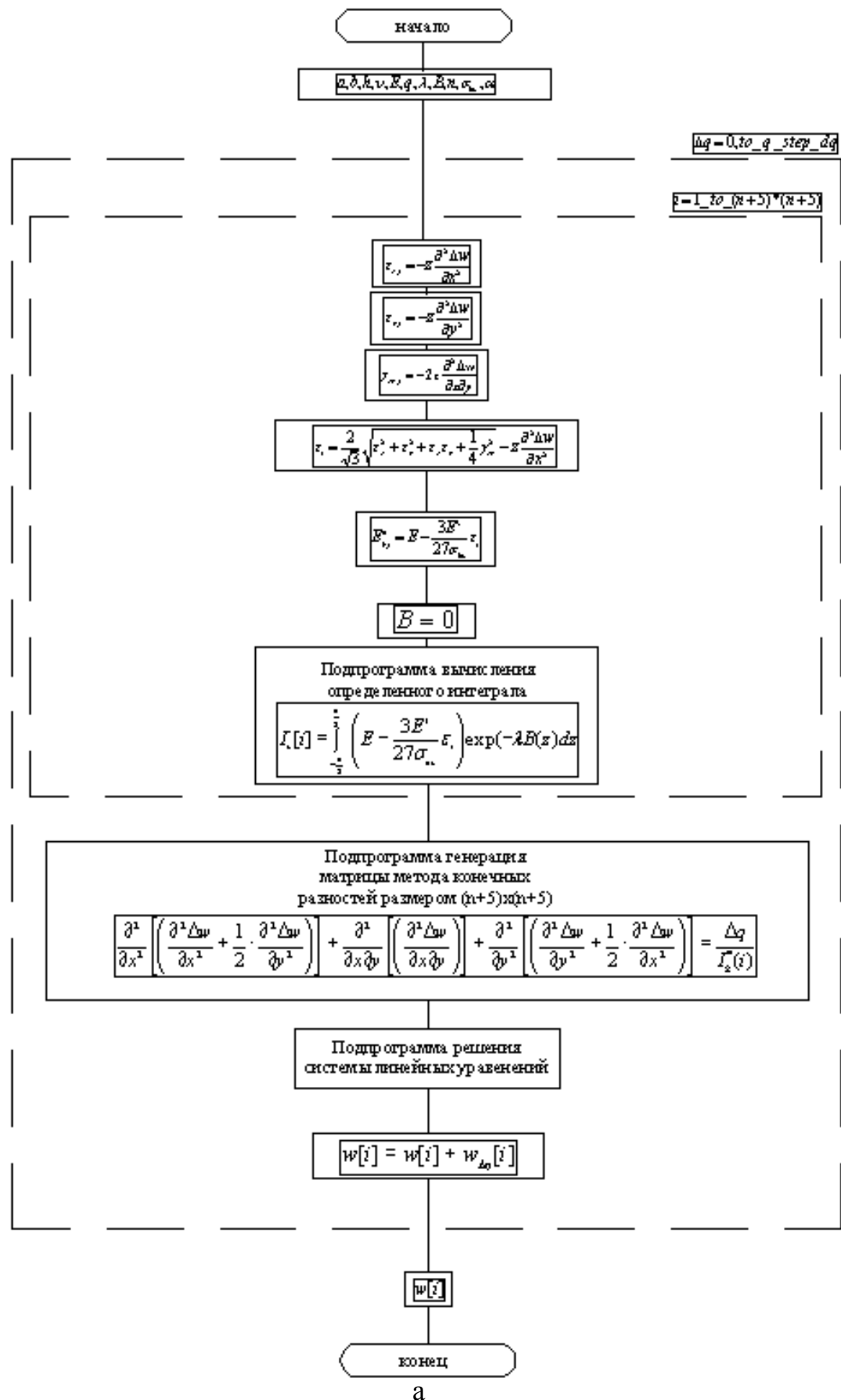
+

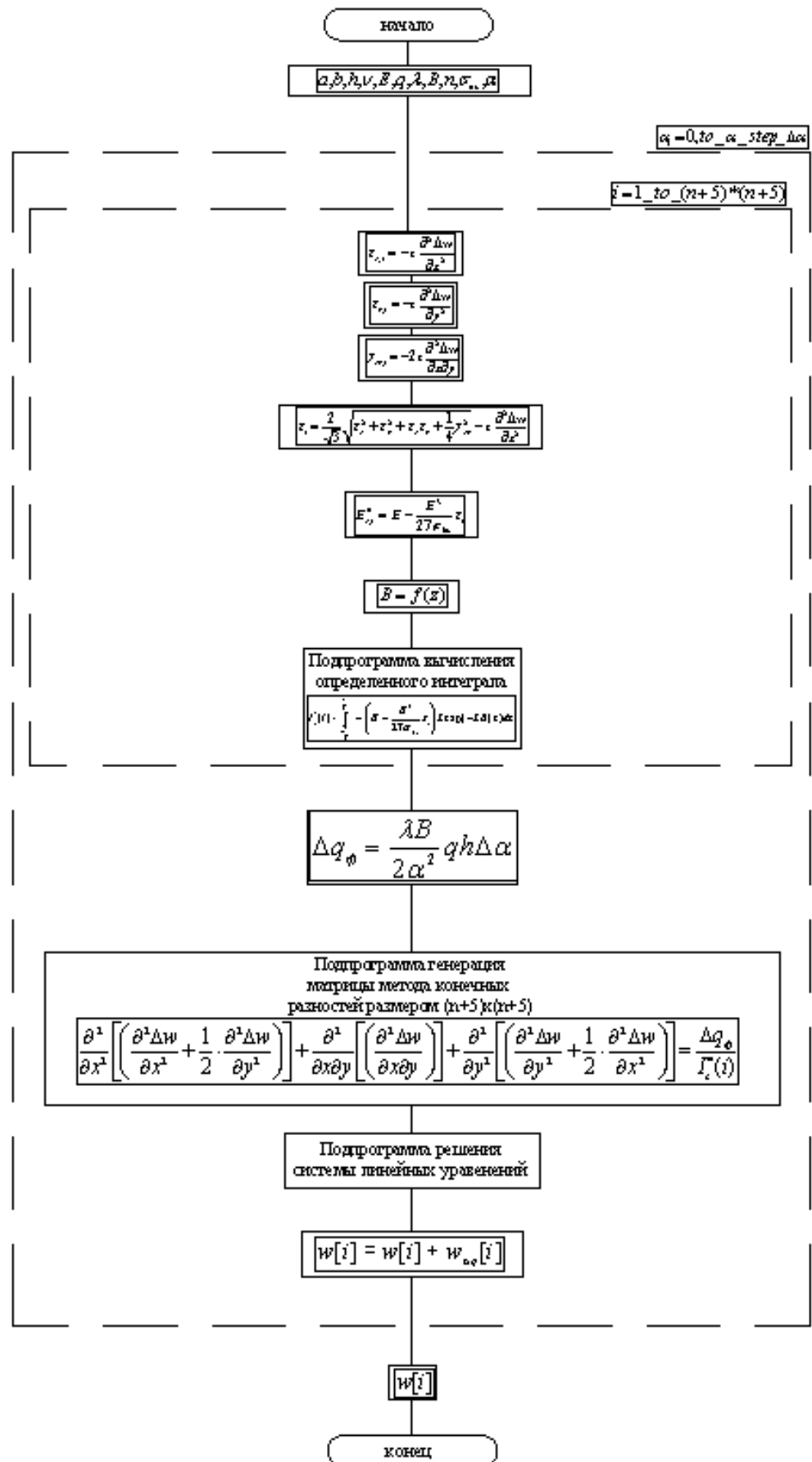
-

$$x = \frac{N - R_s A_{sc} + R_s A_s - [R_{b1} \cdot b \cdot z + 2 \cdot R_b 3,4 \cdot z^2 - R_{b5} \cdot (b - 2z) \cdot z]}{[2 \cdot R_b 3,4 \cdot z + R_{b5} \cdot (b - 2 \cdot z)]}$$

$$M_{\text{внутр.}} = R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a')$$

Блок – схема программы расчета пластин
 а. Без учета агрессивной среды б. С учетом агрессивной среды





Детерминированный расчет

При расчете средней колонны прямоугольного сечения согласно СНиП 52-01-2003 “Бетонные и железобетонные конструкции” мы исходим из основного расчетного положения:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (1)$$

где

$$e = e_0 \eta + \frac{h}{2} - a \quad (2)$$

R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию,

R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию,

A'_s - площадь поперечного сечения сжатой или наименее растянутой арматуры,

a - защитный слой бетона,

$h_0 = h - a$ - рабочая высота сечения,

$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$ - коэффициент, учитывающий увеличение изгибающего момента

в результате продольного изгиба.

Выражение для критической продольной силы N_{cr} при прямоугольном сечении с симметричным армированием $A_s = A'_s$ (без предварительного напряжения) имеет вид:

$$N_{cr} = \frac{6.4 E_b A}{l^2} \left(\frac{r^2}{\varphi_1} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta} + 0.1 \right) + \alpha \mu \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \right) \quad (3)$$

где

E_b - начальный модуль упругости бетона,

A - площадь поперечного сечения колонны ($A = bh$),

l - расчетная длина элемента (расчетную длину колонн многоэтажных

зданий при жестком соединении ригеля с колонной в сборном покрытии принимаем равной $l=l$),

r – радиус ядра сечения (для прямоугольного сечения $r = 0.289h$,

φ_1 - коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки на прогиб

элемента в предельном состоянии (для тяжелого бетона $\varphi_1 = 1 + \frac{M_{1.1}}{M_1}$),

δ - принимаем наибольшим из $\delta = \frac{e_0}{h}$ и $\delta = 0.5 - 0.01 \frac{l}{h} - 0.01 R_b$,

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ - отношение модулей упругости арматуры и бетона,

$\mu = \frac{2A_s}{A}$ - коэффициент армирования.

Высоту сжатой зоны бетона определяем из следующих выражений:

при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$, $N = R_b x b + R_{sc} A'_s - R_s A_s$,

при $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$, $N = R_b x b + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s$, где $\sigma_s = \left(\frac{2(1-\xi)}{1-\xi_R} - 1 \right) R_s$.

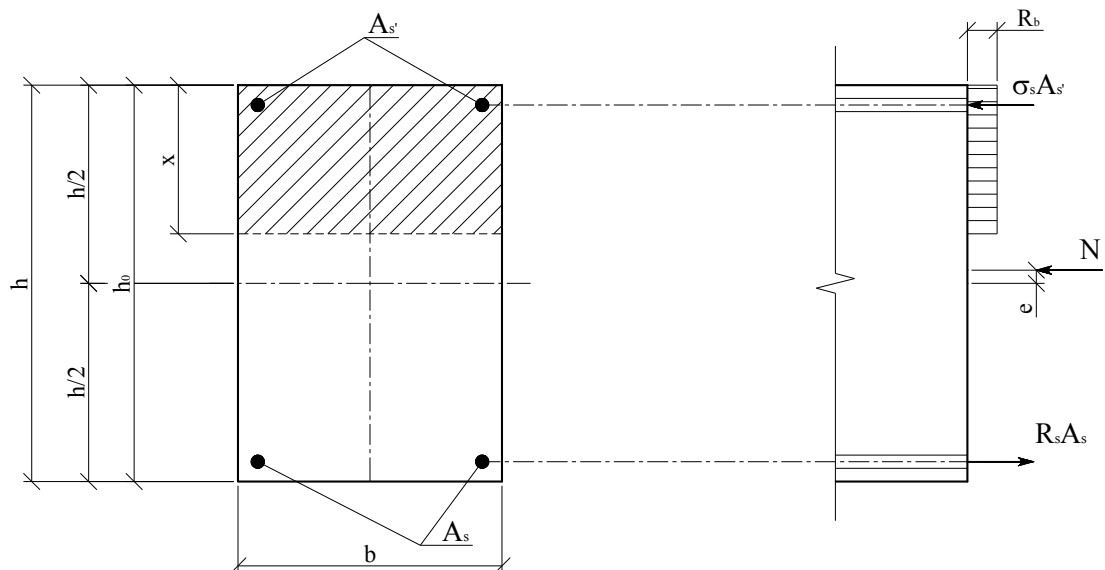


Рис. 1 Расчетная схема внецентренно сжатого элемента

Схема сбора нагрузок приведена в приложении 7.

Общая схема расчета колонны

Рассматриваемая многоэтажная рама имеет регулярную расчетную схему с равными пролетами ригелей и равными длинами стоек (высотами этажей), сечения ригелей и стоек по этажам принимаем постоянными. Узлы стоек таких рам, расположенные на одной вертикали, имеют примерно равные углы поворота и, следовательно, равные узловые моменты с нулевой точкой моментов в середине высоты этажа. Это дает основание расчленить многоэтажную раму на ряд одноэтажных рам со стойками (колоннами) высотой, равной половине высоты этажа, с шарнирами по концам стоек кроме первого этажа. Стойки первого этажа принимаются жестко защемленными в фундаменте [57, 58].

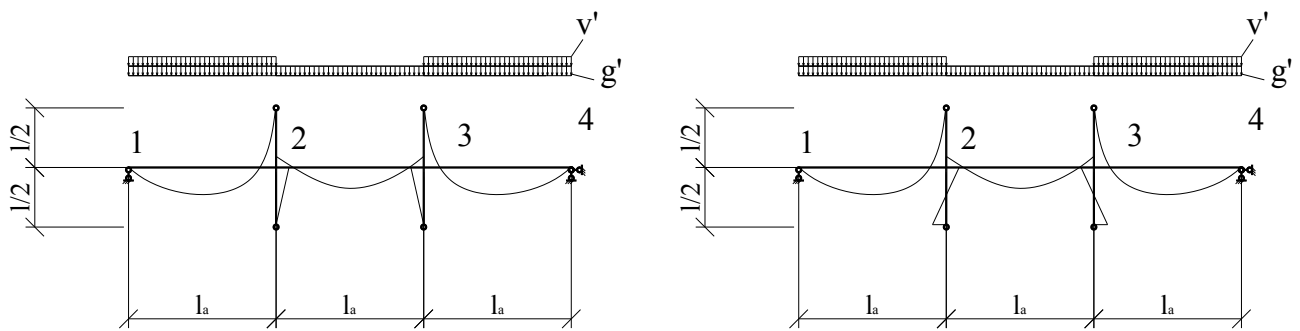


Рис. 2 Расчетные схемы среднего и нижнего этажей и эпюры изгибающих моментов

При числе пролетов рамы больше трех, раму практически заменяют трехпролетной рамой и полагают изгибающие моменты в средних пролетах многопролетной рамы такими же как и в среднем пролете трехпролетной рамы. Расчет такой рамы можно выполнять с использованием таблиц [57, 58].

При этом изгибающие моменты в местах примыкания ригелей к колонне:

$$M = (\alpha g' + \beta q') l^2 \quad (4)$$

где α, β - табличные коэффициенты, зависящие от схемы загрузки ригеля постоянной и временной нагрузками и отношения погонных жесткостей ригеля и колонны.

Распределенную горизонтальную ветровую нагрузку заменяем сосредоточенными силами, приложенными к узлам рамы. Нулевую точку эпюры моментов стоек всех этажей рамы, кроме первого, считаем расположенной в середине высоты этажа, а в первом этаже (при заземлении стоек в фундаменте) - на расстоянии $2/3$ высоты, считая от места заземления.

Ярусные поперечные силы рамы:

$$Q_i = \sum_{k=i}^n F_k \quad (5)$$

Они распределяются между отдельными стойками рамы пропорционально жесткости:

$$Q = Q_k \left(\frac{B}{\sum_{i=1}^n B_i} \right) \quad (6)$$

где B – жесткость сечения стойки,

k – число стоек в ярусе.

По найденным поперечным силам определяем изгибающие моменты в стойках всех этажей, кроме первого:

$$M^{ветра} = \frac{Ql}{2} \quad (7)$$

Для первого этажа изгибающий момент соответственно в верхнем и нижнем сечениях стойки:

$$M^{ветра} = \frac{Ql}{3} \quad (8)$$

$$M^{ветра} = \frac{2Ql}{3} \quad (9)$$

Усилия в расчетном сечении колонны

Продольная сила в расчетном сечении колонны возникает в результате действия постоянной вертикальной нагрузки (нагрузки от собственного веса) и временной равномерно распределенной нагрузки на плиты перекрытия. Предполагаем, что изгибающий момент в расчетном сечении колонны возникает вследствие действия постоянной и временной равномерно распределенных

нагрузок, действующих на вышележащие перекрытие и горизонтальной ветровой нагрузки.

1. Усилия от вертикальных нагрузок.

Грузовая площадь - $A_1 = l_1 \cdot l_2$. Постоянная нагрузка на перекрытие одного этажа с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0.95$.

$$G = \gamma_n g_{\text{экв}} \gamma_f A_1 \quad (10)$$

Временная нагрузка на перекрытие одного этажа с учетом $\gamma_n = 0.95$.

$$Q = \gamma_n v \gamma_f A_1, \quad (11)$$

в том числе длительная

$$Q_1 = \gamma_n v_1 \gamma_f A_1 \quad (12)$$

Продольная сила, возникающая в колонне от длительных нагрузок равна:

$$N_{\text{max},1} = n(G + Q_1 \psi_n) \quad (13)$$

то же от полной нагрузки

$$N_{\text{max}} = n(G + Q \psi_n) \quad (14)$$

где

n - количество этажей,

$\psi_A = 0.4 + \frac{0.6}{\sqrt{A_1/A_2}}$ - коэффициент, учитывающий снижение расчетной

нагрузки при увеличении грузовой площади ($A_2 = 9 \text{ м}^2$).

Изгибающие моменты стоек определяем по разности абсолютных значений опорных моментов ригелей в узле ΔM , которая распределяется между стойками, примыкающими к узлу снизу и сверху, в средних этажах поровну $M = 0.5 \Delta M$, а в первом ярусе $M = 0.4 \Delta M$. При этом для определения изгибающих моментов стоек вычисляем опорные моменты ригелей для первого яруса при значении k , увеличенном в 1.2 раза.

Максимальный момент в расчетном сечении колонны от вертикальных нагрузок определяем по формуле:

$$M = (\alpha g' + \beta q') l^2 \quad (15)$$

v' вычисляется с учетом коэффициента ψ_A , а также с учетом коэффициента сочетания 0.95 для длительной и 0.9 для кратковременной нагрузок, т.к. расчетное сочетание включает две кратковременные нагрузки (временную равномерно распределенную и ветровую нагрузки).

Находим опорные моменты ригелей в узле рамы от действия полной и длительной нагрузок:

$$M_{21} \text{ и } M_{23}, M_{1,21} \text{ и } M_{1,23}.$$

Вычисляем разность абсолютных значений опорных моментов в узле рамы при длительной и полной нагрузках соответственно:

$$\Delta M_1 = M_{1,21} - M_{1,23}, \Delta M = M_{21} - M_{23}.$$

Момент в колонне подвала от длительной вертикальной нагрузки:

$$\Delta M_{\max,1} = 0.4\Delta M_1$$

от полной вертикальной нагрузки

$$\Delta M_{\max} = 0.4\Delta M$$

Соответствующая максимальному моменту продольная сила определится при загрузении всех пролетов на всех этажах постоянной и временной нагрузками, за исключением временной нагрузки в среднем пролете первого этажа. Таким образом, соответствующая продольная сила:

$$N_{\text{соотв.},1} = N_{\max,1} - \frac{Ql}{2}, \quad (16)$$

$$N_{\text{соотв.}} = N_{\max} - \frac{Ql}{2}. \quad (17)$$

2. Усилия от действия ветра.

$$M^{\text{ветра.р}} = \gamma_f M^{\text{ветра}} \quad (18)$$

Полное расчетное значение момента:

$$M_{\max} = M^{\text{вертик.р}} + 0.9M^{\text{ветра.р}} \quad (19)$$

$$M_{\max,1} = M^{\text{вертик.р}} + 0.9M^{\text{ветра.р}} \quad (20)$$

Расчет выполняем по принятой комбинации M_{\max} и $M_{\text{соотв.}}$

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a$.

Эксцентриситет силы $e_0 = \frac{M}{N}$. Случайный эксцентриситет $e_0 = \frac{h}{30}$ и $e_0 = \frac{l_{col}}{600}$, но не менее 1 см. Для расчета принимается наибольшее значение эксцентриситета e_0 .

Находим значение моментов в сечении относительно оси, проходящей через центр тяжести наименее сжатой (растянутой) арматуры:

$$M_{1.1} = M_1 + N_{cooms.} \left(\frac{h}{2} - a \right) \quad (21)$$

при полной нагрузке

$$M_1 = M + N_{cooms.} \left(\frac{h}{2} - a \right) \quad (22)$$

Задаемся коэффициентом армирования μ .

Вычисляем значение критической силы N_{cr} по формуле (3). Определяем значение коэффициента $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$, а значение эксцентриситета по формуле:

$$e = e_0 \eta + \frac{h}{2} - a.$$

Вычисляем граничную относительную высоту сжатой зоны ξ_R по формуле:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)}. \quad (23)$$

Далее производим вычисления по формулам:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} \geq \xi_R, \quad (24)$$

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} \geq \xi_R, \quad (25)$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n \left(\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\alpha_n}{2} \right)}{1 - \frac{a}{h_0}}. \quad (26)$$

При $\alpha_s \leq 0$ принимаем $A_s = A'_s$ конструктивно по минимальному проценту армирования. При $\alpha_s > 0$ определяем:

$$A_s = A'_s = \frac{N \frac{e}{h_0} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \alpha_n}{R_s \frac{a}{h_0}}. \quad (27)$$

Вычисляем коэффициент армирования $\mu_1 = \frac{2A_s}{A_1}$ и сравниваем его с принятым при определении N_{cr} . При их расхождении изменяем μ_1 и делаем перерасчет.