

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

---

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Пензенский государственный университет  
архитектуры и строительства»  
(ПГУАС)

**И.И. Овчинников, В.Н. Мигунов, И.Г. Овчинников**

**МОДЕЛИРОВАНИЕ КИНЕТИКИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ  
АРМИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
В СПЕЦИАЛЬНЫХ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СРЕДАХ**

Пенза 2014

УДК 624.21.012.4(043.3)

ББК 38.74

О-35

Рецензенты: академик РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Теория сооружений и строительных конструкций» В.В. Петров (Саратовский государственный технический университет им. Ю.А. Гагарина); академик РАТ председатель Поволжского отделения Российской академии транспорта доктор технических наук, профессор, А.В Кочетков (ФГУП РОСДОРНИИ г. Москва)

**Овчинников И.И.**

О-35 Моделирование кинетики деформирования армированных конструкций в специальных эксплуатационных средах: моногр. / И.И. Овчинников, В.Н. Мигунов, И.Г. Овчинников. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 280 с.  
**ISBN 978-5-9282-1139-4**

Монография посвящена моделированию кинетики деформирования армированных конструкций в специальных эксплуатационных средах.

Приводятся известные экспериментальные данные по влиянию карбонизации, хлоридной и сульфатной коррозии, коррозионного растрескивания и радиации на поведение железобетонных конструкций и механические характеристики компонентов железобетона. Рассматривается использование теории структурных параметров для построения моделей железобетонных конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами, с последующим анализом построенных моделей.

Книга представляет интерес для широкого круга специалистов, занимающихся проблемами долговечности железобетонных конструкций, с учётом реальных условий их эксплуатации, а также для студентов, обучающихся по направлению 08.03.01, 08.04.01 «Строительство».

**ISBN 978-5-9282-1139-4**

© Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2014

© Овчинников И.И., Мигунов В.Н., Овчинников И.Г. 2014.

## ВВЕДЕНИЕ

Самым распространенным в мире материалов является бетон и железобетон. Его применение определяется рядом факторов, в том числе и возможностью получать строительные конструкции различной формы с достаточной долговечностью во время эксплуатации. Однако, практически все инженерные сооружения различного назначения, выполненные из бетона, железобетона, сталежелезобетона, подвергается совместному воздействию эксплуатационных нагрузок, температуры, различных агрессивных сред и физических полей. В ряде случаев преобладающим видом воздействия может быть какой-либо один вид агрессивной среды либо физического поля, в других случаях имеет место совместное воздействие нескольких агрессивных сред или физических полей совместно.

Коррозионное разрушение железобетонных конструкций инженерных сооружений, происходит из-за таких факторов, как карбонизация, хлоридная коррозия, сульфатная коррозия, коррозионное растрескивание, а из физических полей, довольно часто действующих на железобетонных конструкции, является радиация.

Карбонизация происходит в результате диффузии углекислого газа, который практически везде в необходимом количестве содержится в воздухе, поэтому карбонизации подвергаются практически все железобетонные конструкции.

Довольно широко распространенным видом агрессивных эксплуатационных сред является хлоридсодержащая среда, источником появления которой служат средства-антиобледенители, применяемые при борьбе с гололедом на транспортных сооружениях; морская вода либо солевой туман, имеющие контакт с железобетонными конструкциями; добавки-ускорители твердения, ранее использовавшиеся при зимнем бетонировании.

Также распространенным видом сред, с которыми контактируют железобетонные конструкции, являются сульфаты, встречающиеся в промышленном производстве (в коксохимическом производстве побочным продуктом является сульфат аммония; в промышленности основной химии производство серной кислоты занимает ведущее место и виды производств, в которых используется серная кислота и ее соли, весьма многочисленны; промышленность минеральных удобрений, целлюлозная, металлическая и многие другие отрасли широко используют растворы серной кислоты и ее солей), сульфаты также встречаются в природной среде (грунтовых водах, морской воде и др.), причем нередко они действуют совместно с хлоридами.

Многие конструкции в последнее время оказались в зоне воздействия радиационных факторов. К примеру, конструкции в зоне действия последствий аварии на радиационных объектах, различные несущие конструкции ядерных реакторов, конструкции могильников и хранилищ, служащих для складирования отработанного топлива и захоронения других радиоактивных отходов. Под влиянием радиационной среды происходит изменение свойств, как бетона, так и арматуры.

Коррозионное растрескивание также является весьма опасным, но при этом весьма слабо изученным видом разрушения железобетонных конструкций, причем особую чувствительность к коррозионному растрескиванию проявляют стали повышенной и высокой прочности, используемые в качестве предварительно напряженной арматуры. Этот вид разрушения во многих случаях приносит значительный материальный ущерб и может быть причиной серьезных аварий. Вообще в последнее время начинает преобладать точка зрения, что использование предварительно-напряженного железобетона является «черной полосой» в истории транспортного строительства. Например, если «земские» железобетонные мосты, построенные более ста лет тому назад, стоят до сих пор, то для предварительно-напряженных железобетонных мостов срок их безаварийной эксплуатации определен в пятьдесят лет.

Многочисленные результаты экспериментальных исследований и натуральных наблюдений свидетельствуют о том, что воздействие вышеуказанных агрессивных и радиационных факторов приводит к существенным изменениям механических свойств материалов конструкций, а в некоторых случаях к изменению схемы работы самих конструкций. Во многих случаях изменение свойств материалов во времени носит необратимый характер и зависит от условий деформирования и взаимодействия с агрессивными средами. При проникании в железобетонные конструкции и последующем взаимодействии с бетоном и арматурой агрессивная среда вызывает изменение механических свойств бетона, коррозионный износ арматуры, нарушение сцепления арматуры с бетоном, образование и развитие коррозионных трещин и т.д. В результате происходит значительное снижение несущей способности и долговечности железобетонных конструкций, что может вызвать необходимость их преждевременного ремонта или замены.

Моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций с учетом эффектов воздействия агрессивных сред и физических полей позволит прогнозировать наступление неблагоприятных ситуаций и, тем самым, избежать возможного наступления аварийного состояния и организовать проведение ремонта в наиболее оптимальное время.

Проблема борьбы с коррозией железобетонных конструкций в последнее время приобретает особую актуальность. Теоретически наличие защит-

ного слоя бетона в железобетонных конструкциях должно обеспечивать их долговечную безопасную работу. Однако, из-за несоблюдения толщины защитного слоя, из-за плохого качества материала, из-за непредусмотренных параметров внешней агрессивной среды, не соответствующих проектным, имеют место нарушения этой ситуации и коррозия всё равно происходит. В результате этого значительно возрастают затраты на эксплуатацию конструкций, которые могут превышать затраты на капитальное строительство. Причем такое положение дел характерно не только для России, но и для других стран.

Проведенный анализ публикаций показал, что в научных центрах России и за рубежом ведется достаточно активная работа по разработке методов прогнозирования состояния железобетонных конструкций.

Теория расчета железобетонных конструкций, работающих в неагрессивной среде (хотя, по нашему мнению таких сред нет, все они в той или иной степени агрессивны) к настоящему времени достаточно развита и обоснована, но продолжает развиваться и далее в направлении учета запроектных воздействий, расчетной оценки долговечности и живучести конструкций. В то же время теория расчета конструкций, подверженных воздействию агрессивных и радиационных сред, несмотря на длительный период взаимодействия конструкций с этими факторами, только начинает разрабатываться, и потому существующие различные методики расчета конструкций, работающих в агрессивных и радиационных средах, имеют частный характер, основываются на выведенных авторами формулах с коэффициентами, определяемыми на основании опытных данных. Да и корректных экспериментальных данных, позволяющих провести достаточно полный анализ кинетики взаимодействия конструкций с агрессивными и радиационными средами, не всегда достаточно. Например, недостаточно экспериментальных данных по поведению железобетонных конструкций в агрессивных средах при программных (режимных) нагрузках, по кинетике взаимодействия железобетонных конструкций с агрессивными средами при наличии силовых или коррозионных трещин, хотя железобетонные конструкции обычно работают с трещинами, а их наличие меняет характер деструкционных процессов.

В монографии рассматриваются известные экспериментальные данные по влиянию карбонизации, хлоридной и сульфатной коррозии, коррозионного растрескивания и радиации на поведение железобетонных конструкций, а также на механические характеристики компонентов железобетона. Анализируется ряд случаев совместного воздействия нескольких внешних факторов на поведение железобетонных конструкций. Затем рассматривается применение теории структурных параметров для построения моделей железобетонных конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами, и приводятся примеры построения моделей железобетон-

ных конструкций, взаимодействующих с указанными выше агрессивными средами и применения их для моделирования поведения конструкций.

Следует отметить, что значительные исследования по разработке моделей деформирования различных конструкций при совместном действии нагрузок, агрессивных и радиационных сред проводились и проводятся в различных научных центрах нашей страны под руководством В.М. Бондаренко, Б.В. Гусева, В.И. Соломатова, В.П. Селяева, В.Ф. Ерофеева, Е.А. Гузеева, В.Ф. Степановой, В.И. Римшина, Л.М. Пухонто, Р.Б. Санжаровского, И.Г. Овчинникова, В.В. Петрова, В.А. Игнатьева, А.П. Прошина, Е.В. Королева, В.И. Колчунова, Н.В. Ключевой и других.

Отметим также, что задача разработки корректных моделей сопротивления несущих бетонных, железобетонных, сталежелезобетонных конструкций совместному воздействию внешних нагрузок, температуры, агрессивных и радиационных эксплуатационных сред представляет весьма значительный как научный, так и практический интерес, но в то же время весьма сложна, трудоемка и еще далека до окончательного решения.

# 1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ДАННЫЕ ПО ВЛИЯНИЮ АГРЕССИВНЫХ СРЕД НА КОМПОНЕНТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Кинетика взаимодействия и сопротивление железобетонных конструкций воздействию агрессивных эксплуатационных сред зависит от многих факторов, и в первую очередь от вида и характера воздействия агрессивной среды. При этом эксплуатационные среды можно условно разделить на три крупные группы:

– природные эксплуатационные среды, к действующим факторам которых можно отнести географическое расположение конструкций, макроклимат, влажностно-климатическое зонирование, широтную ориентацию, продолжительность светового дня, ориентацию по сторонам света, господствующие ветра, экологию, грунтовые и технические воды, магнитные аномалии, и тому подобное;

– производственные эксплуатационные среды, к которым можно отнести среды стандартных производств, не содержащих каких-либо особых воздействий (эти среды характеризуются температурно-влажностным режимом помещений, газо-воздушной средой и зависят от технологических процессов, инженерных систем, изолирующих свойств ограждающих конструкций, по отношению к природным эксплуатационным средам);

– специальные агрессивные среды, определяемые технологическими регламентами, имеющие определенную концентрацию, химическую активность, условия и периодичность контакта, зависящие от температуры, давления и других факторов, сюда же относятся и радиационные среды и воздействия.

В данной работе основное внимание будет уделено агрессивным средам третьего типа, то есть специальным средам, оказывающим весьма активное деструктирующее воздействие на железобетонные несущие конструкции.

**Рассмотрим виды агрессивных сред и применяемые при их изучении классификации.**

Так как эксплуатационная среда многопланово воздействует на железобетонные конструкции, то степень влияния среды может оцениваться по различным признакам. Например, нормативные документы [1, 2] дают оценку степени агрессивности газообразных, жидких и твердых сред в зависимости от концентрации агрессивных веществ среды и характеристик бетона по водонепроницаемости и вида цемента. Однако в оценке степени агрессивности среды не регламентированы продолжительность воздействия среды, характер и степень повреждений, глубина коррозионного поражения, не учитываются напряженное состояние бетона, арматуры, вторичная защита, температурные, конструктивные и другие факторы.

Среды, в зависимости от содержания и концентрации компонентов, по степени агрессивности подразделяются на неагрессивные, слабо-, средне- и сильноагрессивные. При этом они дифференцированы для бетона и железобетона.

По общепринятой международной классификации, предложенной В.М. Москвиным [3], коррозионное воздействие любых сред на бетоны подразделяют на три основных вида:

а) к коррозии 1-го вида относят процессы, возникающие в бетоне при воздействии на него вод с малой жесткостью, когда составные части цементного камня растворяются, вымываются и уносятся перемещающейся водной средой;

б) к коррозии 2-го вида относят процессы, которые развиваются в бетоне при воздействии на него жидких сред, содержащих химические вещества, вступающие в обменные реакции с составными частями цементного камня, с образованием продуктов легко растворимых водой либо аморфных продуктов, не обладающих вяжущей способностью массы в зоне реакции;

в) к коррозии 3-го вида относят все процессы коррозии бетона, под действием жидких агрессивных сред, при развитии которых в порах, капиллярах и других пустотах бетона происходит накопление малорастворимых солей, кристаллизация которых вызывает возникновение значительных усилий в стенках структуры цементного камня, ограничивающих рост кристаллических образований;

Влияние газовой среды оценивается группой газов по классификации, предложенной С.Н. Алексеевым [4]:

1) газы, образующие при взаимодействии с гидроксидом кальция практически нерастворимые и малорастворимые соли, кристаллизующиеся с небольшим изменением объема твердой фазы;

2) газы, образующие слаборастворимые кальциевые соли, которые при кристаллизации присоединяют значительное количество воды.

3) газы, которые, реагируя с гидроксидом кальция, образуют хорошо растворимые соли, обладающие высокой гигроскопичностью:

а) не вызывающие коррозии стали в щелочной среде бетона;

б) вызывающие коррозию стали в щелочной среде бетона.

Существует ряд методов оценки степени воздействия агрессивной среды на конструкции.

Метод оценки степени воздействия среды по внешнему виду бетонных образцов. За критерий стойкости принимают продолжительность до появления признаков визуально оцениваемых разрушений бетона. Так, Н.А. Мощанский [5] предлагал использовать пятибалльную систему, где баллом «5» характеризуется отличное состояние образцов, без изменения внешнего вида; баллом «1» – полное разрушение.



Метод измерения линейных деформаций бетонных образцов, находящихся в агрессивных растворах, характеризует коррозию бетона в условиях, когда под влиянием агрессивных растворов образуются новые соединения, объем которых больше суммы объемов исходных веществ, что сопровождается увеличением объема образцов. Наиболее точные результаты данный метод позволяет получить при коррозии третьего вида. Работами В.М. Москвина [3], Ф.М. Иванова [6], Г.В. Чехний [7] и других установлено, что величина деформации коррозионного расширения зависит от размера и формы опытного образца, марки цемента, агрессивности среды.

Метод определения потери массы бетонных образцов за определенный промежуток времени с целью количественной оценки воздействия сред на цементный камень использовали В.И. Бабушкин [8], В.Б.Ратинов, В.Д. Миронов [9] и др.

Метод определения снижения прочности образцов на сжатие и поперечный изгиб применяли В.В. Кинд [10], Н.А. Мощанский [5], Ф.М. Иванов [6], Ю.М. Бутт [11] и др.

Метод оценки величины динамического модуля применялся В.М. Москвиным [3], А.И. Панферовой [12] и другими исследователями.

Качественный химический метод – определение глубины проникновения различных агрессивных агентов в тело бетона путем обработки образцов срезов бетона соответствующими индикаторами использовали А.И. Попеско [13,14], Ф.М. Иванов [15].

Количественный химический метод, основанный на определении концентрации агрессивных агентов по телу бетона. Этот метод применяли в своих исследованиях Ф.М. Иванов [6], Е.А. Гузеев [16], В.В. Яковлев [17] и др.

**Влияние газовых сред.** Газовые и воздушно-газовые среды, по многочисленным оценкам [17-26], являются менее агрессивными по отношению к бетону и железобетону и меньше снижают его защитные и физико-механические характеристики за счет меньшего влажностного орошения конструкции и менее интенсивного капиллярно-пористого миграционного движения поровой влаги между внутренними и поверхностными слоями бетона, под действием различных факторов, сопровождающегося меньшим, чем при влажных, и жидких средах, прониканием агрессивных агентов вглубь бетона. При нормальной влажности среды и бетона, частичном заполнении пор диффузионная проницаемость бетона выше, чем при жидкой.

После раскрытия коррозионных или нормальных трещин конструкций, эксплуатирующихся в газозвудушных средах производственных зданий с сухим и нормальным влажностным режимом эксплуатации, процесс коррозии арматуры может более значительно замедляться, чем при действии влажной и жидкой агрессивной среды [27, 28, 29, 5, 30, 17].

**Влияние жидких сред.** Рядом авторов подробно изучены процессы коррозии и снижения прочности бетона под действием различных жидких агрессивных сред. Процесс коррозии в жидких средах начинается с процессов гидратации кальциевой составляющей минералов цементного камня и в дальнейшем зависит от реакционной способности и уровня кислотности анионов среды, а также от присутствия катионов. Наиболее распространены хлорные, сульфатные и карбонатные жидкие среды.

Хлоридная коррозия изучена в работах В.М. Москвина [3], Е.А. Гузеева [16], В.В. Яковлева [17], В.М. Бондаренко [31], И.Г. Овчинникова [32], А.И. Попеско [13, 14], Сеткова В.Ю. [33] и др. Среди основных источников хлоридного загрязнения железобетонных конструкций: хлоридсодержащие средства-антиобледенители на основе каменной соли, применяемые с целью обеспечения безопасности проезда автотранспорта при гололеде на проезжей части мостов, морскую воду, либо солевой туман, ускорители твердения, очищающее хлорирование.

Процессы сульфатной коррозии железобетонных конструкций описываются в работах И.Г. Овчинникова [34], А.И. Панферовой [35], Н.В. Савицкого [36], А.А. Тытюк [37], Г.В. Чехний [38], Ф.А. Ракутумаву [39] и др.

Агрессивное действие углекислоты на бетон описано в [3, 6, 28, 38, 40–43] и других.

Угольная кислота в воде (поровой и среды) диссоциирует в две ступени:  $\text{H}_2\text{CO}_3 = \text{H}^+ + \text{HCO}_3^-$  и  $\text{HCO}_3^- = \text{H}^+ + \text{CO}_3^{2-}$ . Для устойчивого состояния  $\text{HCO}_3^-$  в присутствии ионов необходимо некоторое количество  $\text{CO}_2$ . При свободном омывании водой поверхности достаточно массивных сооружений, когда процесс коррозии происходит при диффузионном контроле потока гидроксида кальция из глубины к поверхности бетона, содержание в воде углекислоты будет усиливать растворяющее действие воды пропорционально содержанию углекислоты [28, 44]. Карбонизация опасна не только сама по себе. Из-за нее резко, почти в два раза, снижается граница критического содержания хлорид-иона в бетоне приарматурной зоны и сопротивляемость конструкции хлоридной коррозии арматуры.

Наиболее опасным фактором является попеременное воздействие жидких и газовых сред. СНиП и СП [1, 2] в этом случае повышают степень агрессивного воздействия среды.

## 1.1. Карбонизация железобетонных конструкций

При действии углекислоты воздуха происходит карбонизация бетона сначала на поверхности, а затем и в более глубоких слоях. В результате концентрация водородных ионов в растворе снижается до 8,0-9,5. В этих условиях надежной пассивации поверхности металла не происходит и становится возможным возникновение и развитие процессов коррозии

арматуры, скорость которых зависит от влажности и температуры среды и от скорости поступления кислорода к корродирующей поверхности.

Такое же действие, как углекислый газ, может оказать и любой другой газ, вступающий в реакцию с гидратом окиси кальция цементного камня. Но все же в первую очередь нужно учитывать действие именно углекислого газа, всегда присутствующего в атмосфере [61].

Глубина карбонизации на воздухе в естественных условиях целиком зависит от проницаемости бетона и времени. Она колеблется обычно от нескольких миллиметров до 1-2 см за 10-20 лет, а в некоторых случаях и больше, если бетон не достаточно плотен и хорошо воздухопроницаем. Развитие карбонизации вглубь бетона носит постепенно затухающий характер вследствие уплотнения бетона карбонатом кальция, образовавшимся на путях движения углекислого газа.

### 1.1.1. Факторы, влияющие на карбонизацию

Карбонизация бетона и цементного камня зависит от ряда факторов:

– технологические факторы (состав бетона, водоцементное отношение, вид и содержание вяжущего, заполнители, добавки, плотность и проницаемость защитного слоя, его поровая структура, условия твердения);

– условия эксплуатации (агрессивность среды, содержание углекислого газа, влажность, солнечная радиация, наличие трещин, температура, направление ветра, давление).

Большой вклад в изучение влияния различных факторов на карбонизацию бетона внесли С.Н. Алексеев, Е.А. Гузеев, В.М. Москвин, Н.К. Розенталь, В.Ф. Степанова, М.Н. Fardis, Т. Ishida, К. Kishitani, К. Maekawa, К. Nesche, V.G. Papadakis и др [2, 4, 60, 93, 114, 120, 146, 148].

#### Влияние водоцементного отношения на карбонизацию

В работах [28, 41] сделан вывод о том, решающее влияние на карбонизацию бетона оказывают количество и качество цементного камня в растворе. В статье [45] приводятся данные по карбонизации бетона при различном водоцементном отношении (табл. 1.1).

Т а б л и ц а 1 . 1

Состав бетона	Глубина карбонизации, мм		
	в атмосфере, содержащей 10 % CO <sub>2</sub>		В обычной атмосфере за 1 год (0,04 % CO <sub>2</sub> )
	за 7 суток	за 16 суток	
1	2	3	4
Бетон с расходом воды 186 л/м <sup>3</sup> и В/Ц равном:			
0,40	–	6,6	1
0,45	–	9,3	2,6
0,50	–	10,3	2,8

Окончание табл. 1.1

1	2	3	4
0,55	–	13,6	–
0,60	–	14	4
Бетон с расходом цемента 373 кг/м <sup>3</sup> и В/Ц равном:			
0,40	5,2	–	1,5
0,45	6,3	–	2,7
0,50	7,2	–	3,4
0,55	8,2	–	3,7

По [41] глубина карбонизации в естественных условиях пропорциональна водоцементному отношению при постоянном составе раствора (рис. 1.1, а) и близка к линейной зависимости при переменном составе и постоянной пластичности (рис. 1.1, б).

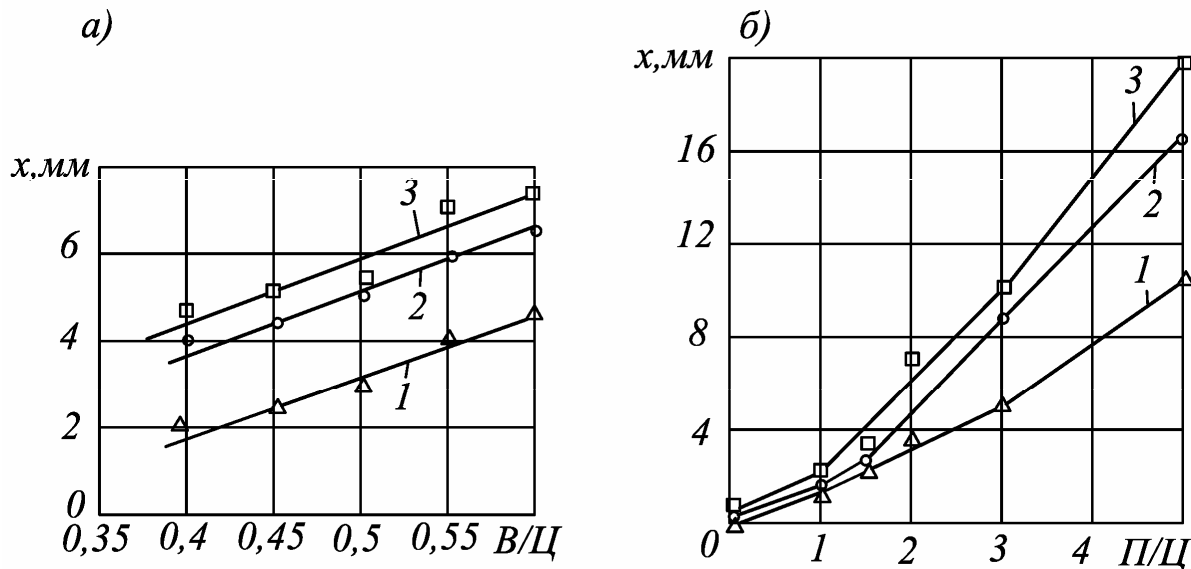


Рис. 1.1. Глубина карбонизации цементного раствора в образцах постоянного 1:3 (а) и переменного (б) состава, хранившихся под навесом (по данным [60]): 1 – 14 мес; 2 – 27 мес; 3 – 38 мес

В книге С.Н. Алексеева и др. [41] также сделан вывод, что глубина карбонизации линейно зависит от водоцементного отношения. На рис.1.2 показаны данные для образцов из бетона в возрасте 8 лет, хранившихся при температуре 20 °С и относительной влажности 65 %. Эта зависимость объясняется тем, что вместе с увеличением водоцементного отношения растет капиллярная пористость, т.е. доля наиболее крупных пор в бетоне, которые образуются потому, что в бетонную смесь вводят, как правило, и больше воды, чем требуется для реакции с цементом. С увеличением пористости возрастает также коэффициент диффузии кислорода.

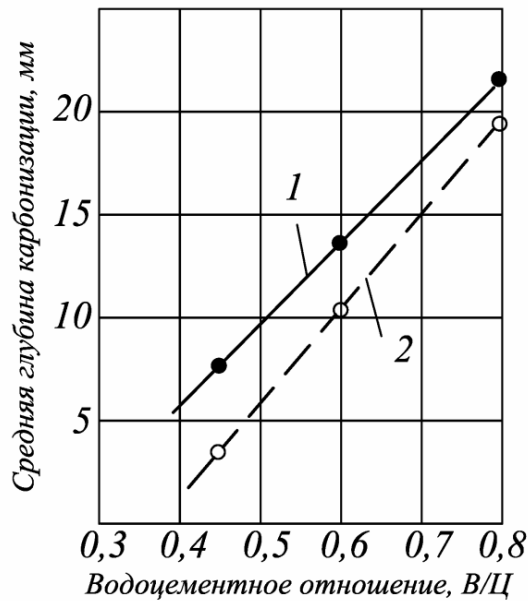


Рис. 1.2. Влияние водоцементного отношения на глубину карбонизации бетона на различных вяжущих:  
 1 – бетоны на шлакопортландцементах;  
 2 – бетоны на портландцементах и железистом цементе

В работе [46] проводился анализ ускоренных испытаний бетонных образцов. Концентрация  $\text{CO}_2$  составляла 1 и 10 %, температура окружающей среды 20 °С, относительная влажность 55 %. Образцы имели водоцементное соотношение 50 %, 60 % и 70 %. Результаты показаны на рис. 1.3.

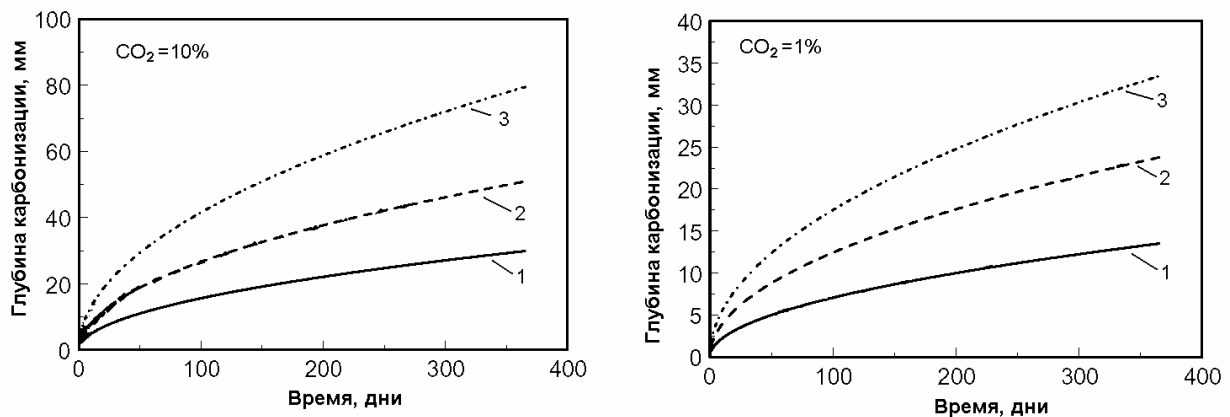


Рис. 1.3. Зависимость карбонизации от водоцементного соотношения и концентрации углекислого газа:  
 1 – В/Ц=50 %; 2 – В/Ц=60 %; 3 – В/Ц=70 %;

Японскими учеными [47] было проведено сравнение результатов ускоренных испытаний бетона на карбонизацию и реальных условий.

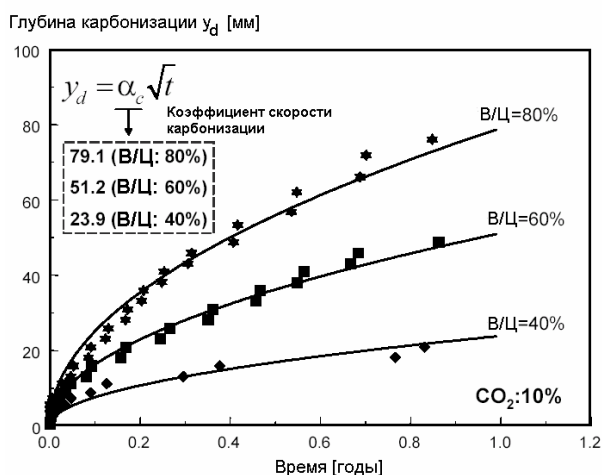
На рис. 1.4 показаны процессы карбонизации бетона, при концентрации  $\text{CO}_2$  10 % (рис. 1.4, а) и 0,07 % (рис. 1.4, б) при постоянной температуре и относительной влажности (20 °С, относительная влажность 55 %).

Анализировались три различных водоцементных отношения, В/Ц = 40 %, 60 %, и 80 %. В качестве связующего компонента использовался обыкновенный портландцемент. Независимо от окружающих концентраций, глубина карбонизации увеличивается при более высоком водоцементном отношении. В итоге можно сделать такой вывод о влиянии водоцементного отношения на карбонизацию. Глубина карбонизации линейно зависит от водоцементного отношения. С увеличением В/Ц глубина карбонизации увеличивается. При жестких бетонах (В/Ц = 0,3) карбонизация практически может быть исключена. Вид и содержание цемента в бетоне влияют как на способность связывать, так и на диффузионное сопротивление углекислого газа. Глубина карбонизации обратно пропорционально расходу цемента.

### Влияние вида и состава цемента на карбонизацию

Авторы статьи [48] приводят данные по глубине карбонизации для различных типов цемента (рис. 1.5).

а



б

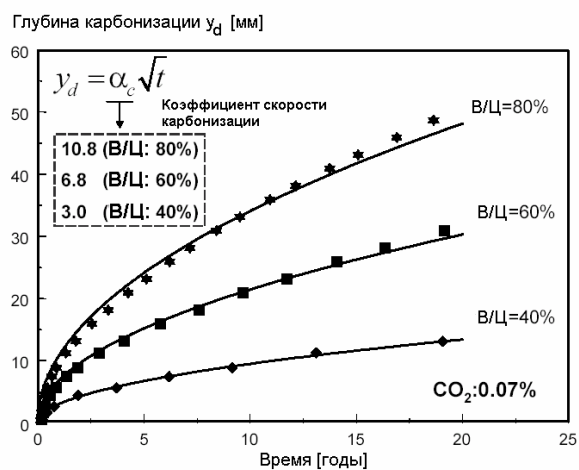


Рис. 1.4. Прогноз карбонизации для различного В/Ц:  
а – ускоренные испытания  $CO_2 = 10\%$ ; б – реальные условия  $CO_2 = 0,07\%$

На рис. 1.6 представлены данные по кинетике нейтрализации (карбонизации) различных составов бетона в зависимости от крупности заполнителя, полученные В.Ф. Степановой [49]. На основании рис. 1.6 в [49] делается вывод, что глубина карбонизации обычного тяжелого бетона с уменьшением максимальной крупности гранитного щебня убывает незначительно. Исключение же из бетонной смеси пористого заполнителя фракции 10-20 мм заметно снижает скорость нейтрализации легких бетонов. Эффективный коэффициент диффузии  $CO_2$  уменьшается в этих бетонах в 1,5-7 раз в зависимости от состава бетона.

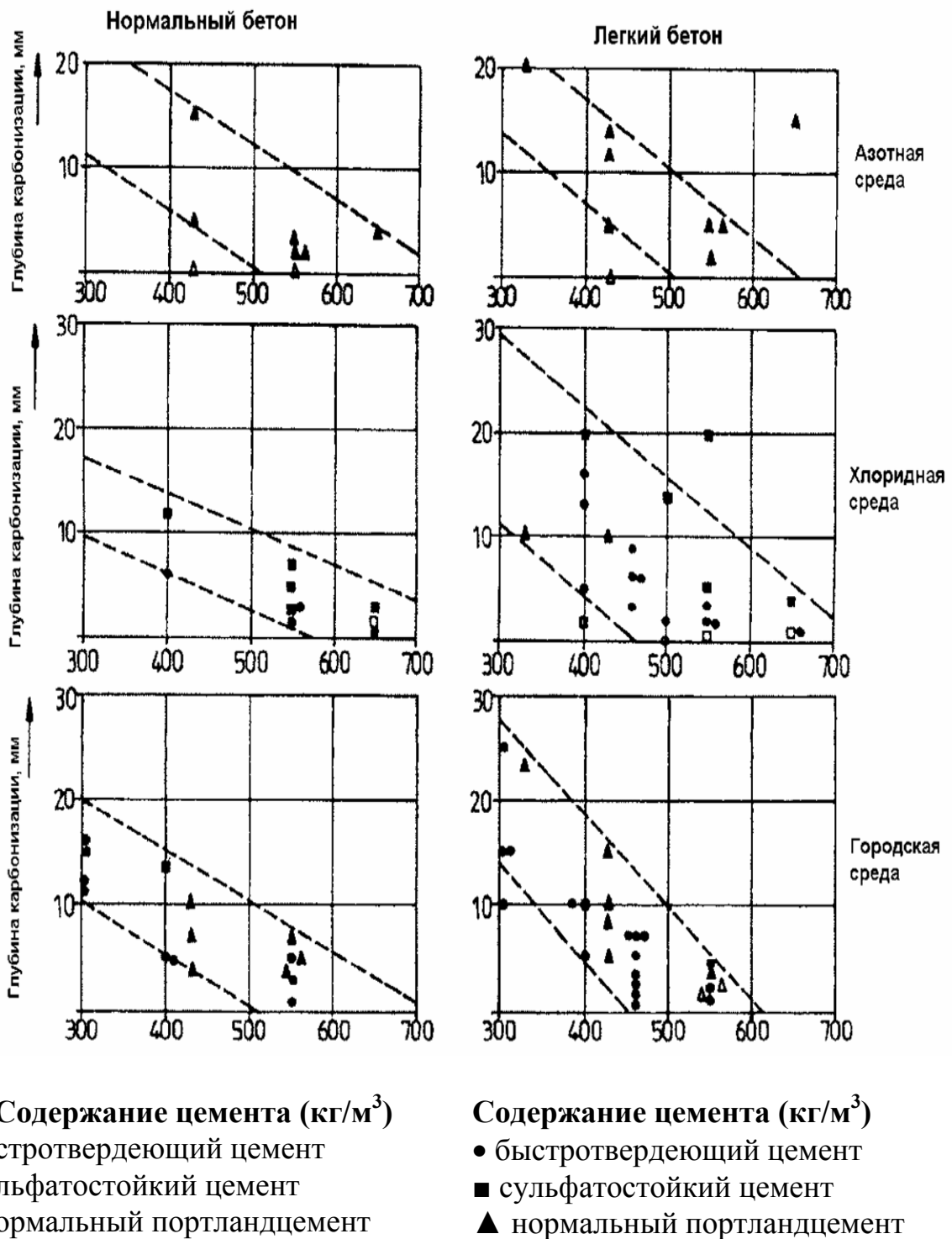


Рис. 1.5. Глубина карбонизации бетонных элементов после 20 лет воздействия различных агрессивных сред, мм

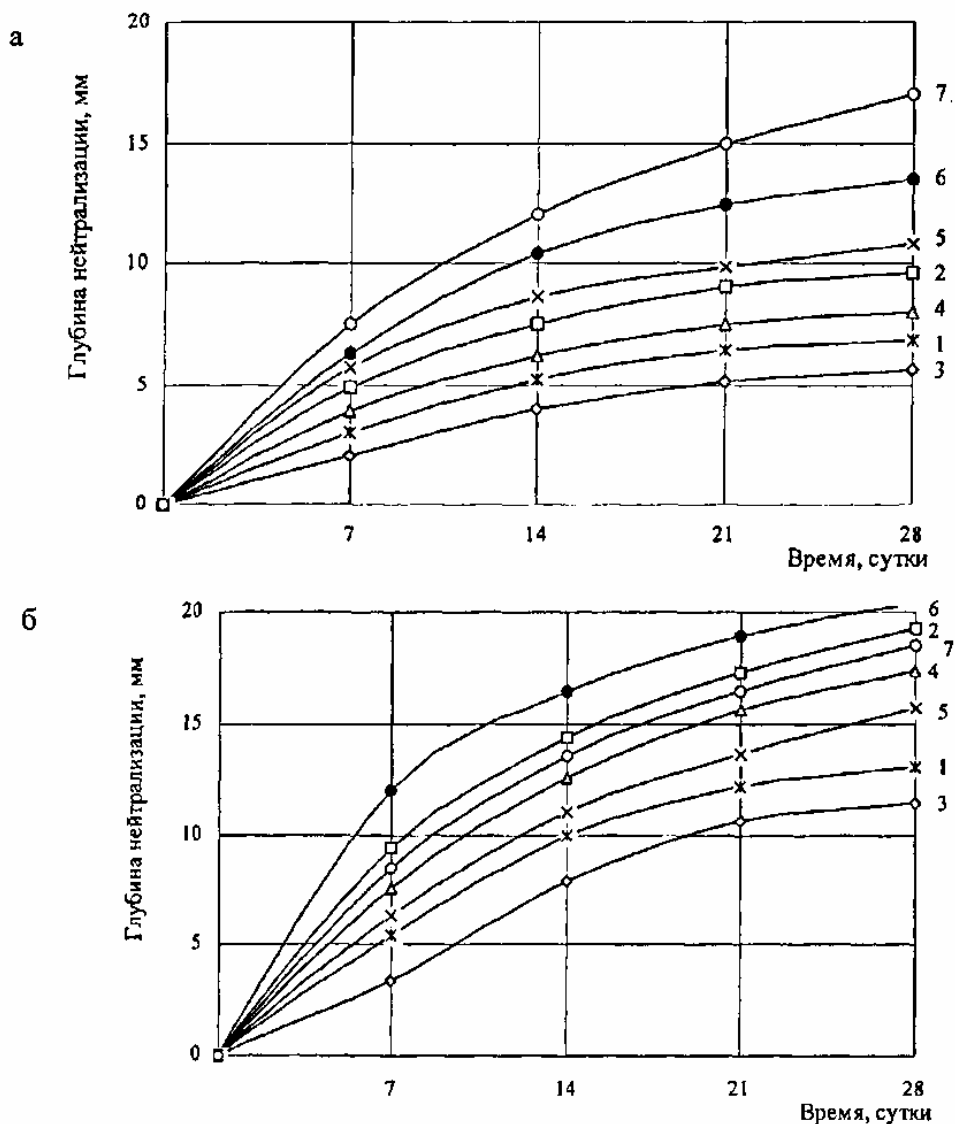


Рис. 1.6. Кинетика карбонизации бетонов на крупном заполнителе фракции:  
а – 5-10 мм; б – 5-20 мм;  
1 – керамзитобетон класса В15 на пористом песке; 2 – то же, на кварцевом песке;  
3 – керамзитобетон класса В22,5 на пористом песке; 4 – то же, на кварцевом  
песке; 5 – шлакопемзобетон класса В15 на кварцевом песке;  
6 – бетон на вулканическом туфе класса В15; 7 – тяжелый бетон класса В22,5

В работе [46] проводилось исследование влияния доменного шлака на процесс карбонизации. Шлак присутствовал в бетоне в шести различных отношениях к полной массе цемента (0 %, 10 %, 20 %, 40 % и 50 %). Водоцементное отношение образцов было определено как 30 % и 40 %. Результаты исследования приведены на рис. 1.7.



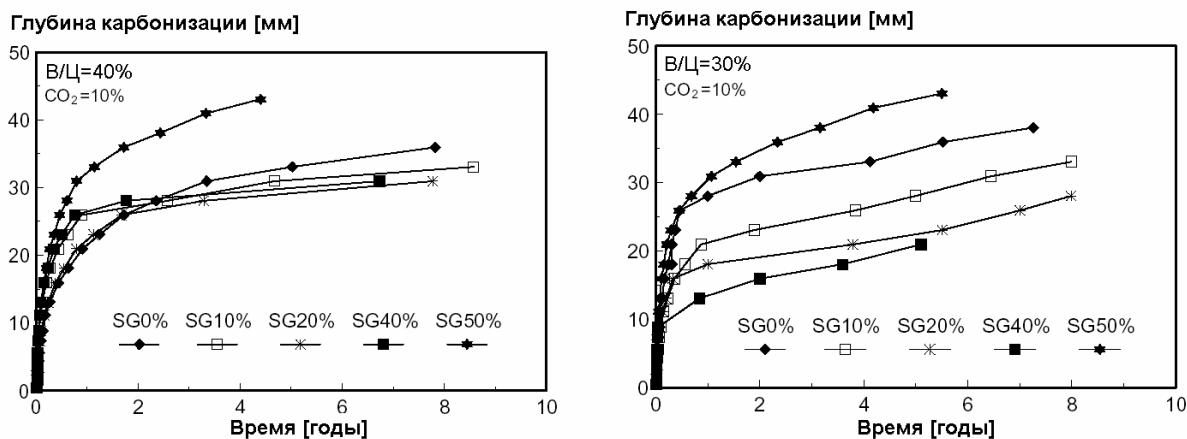


Рис. 1.7. Влияние наличия шлака на процесс карбонизации:

- ◆ – содержание шлака 0 % от массы цемента; □ – то же, 10 %; × – то же, 20 %;
- – то же, 40 %; \* – то же, 50 %

В случае В/Ц 30 %, при увеличении доли шлака, карбонизация уменьшается, потому что достигнута плотная структура микропор. Однако, если шлака в бетоне 50 %, то сопротивляемость к карбонизации немного снижается, расход  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  вследствие пуццолановой реакции становится значительным. С другой стороны, в случае В/Ц 40 %, отношение шлака в пределах 0 %-40 %, не оказывает влияния на скорость карбонизации. Это является результатом влияния двух факторов: увеличение расхода  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  и уплотнение микропоровой структуры при наличии шлака.

### Влияние трещин в бетоне на карбонизацию

При образовании трещин, поверхность контакта с внешней агрессивной средой будет увеличена, а значит, и количество проникающего углекислого газа будет увеличиваться, процесс насыщения пойдет быстрее.

Исследования этого эффекта были сделаны в работах [28, 50]. Но пока информация, в основном носит качественный характер.

В бетоне с трещинами карбонизация происходит намного быстрее, чем без трещин. Это происходит в результате того, что проницаемость бетона с трещинами для кислых газов и агрессивных ионов намного выше, чем бетона без трещин. Так, по данным [28], эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в трещине бетона шириной 0,2 мм равен коэффициенту диффузии его в воздухе, т.е. 0,14 см /с, что примерно на три порядка выше, чем в бетонах средней плотности.

Глубина карбонизации бетона в трещине, согласно [28], пропорциональна квадратному корню из ширины трещины и времени карбонизации. С увеличением прочности бетона глубина карбонизации его вдоль трещин возрастает, что связано с уменьшением поглощающей способности стенок трещин.

Поэтому, в дополнение к процессу диффузии углекислого газа сквозь защитный слой бетона, должна учитываться диффузия углекислого газа в пределах трещины. Схематичное представление этих процессов показано на рис. 1.8.

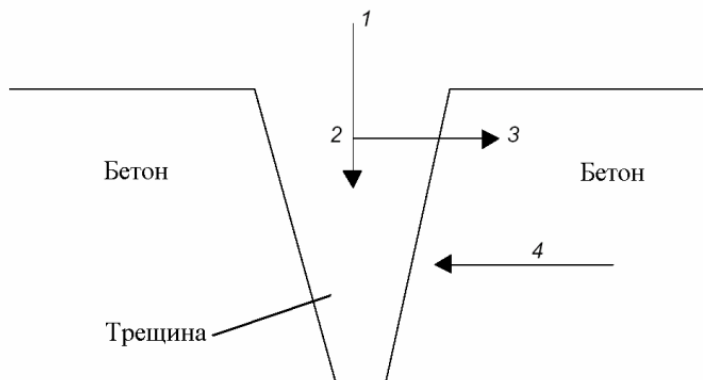


Рис. 1.8. Схематичное представление карбонизации в районе трещин: 1 – диффузия  $\text{CO}_2$  в трещину; 2 – диффузия  $\text{CO}_2$  в бетон; 3 – химическая реакция; 4 – диффузия гидроксил-ионов  $\text{OH}^-$  из толщи бетона

Диффузия углекислого газа сквозь трещину внутрь бетонной конструкции зависит от следующих параметров [50]:

1. Ширины раскрытия трещины. С увеличением ширины раскрытия, увеличивается количество проникающего  $\text{CO}_2$ . Следовательно, увеличивается скорость карбонизации в пределах трещины.

2. Проницаемости самой трещины. На проницаемость, главным образом, влияют тип и количество отложений внутри трещины. Отложения могут проникать как из окружающей среды (грязь), так и непосредственно из бетона. В последнем случае, отложения могут быть результатом эффузии и карбонизации щелочи (так называемое, самозаживление трещин) или продукты коррозии арматуры.

3. Диффузии щелочи (процесс 4, рис. 1.8), которая, главным образом, зависит от условий окружающей среды. В случае переменной влажности, может ожидать высокая скорость прохождения воды через трещину. И во время высушивания, из бетона выносятся и растворенная щелочь.

### Влияние внешней среды на скорость карбонизации

Наибольшее влияние на процесс карбонизации оказывают такие факторы окружающей среды, как влажность и температура воздуха.

### Влияние влажности на карбонизацию бетона

По многочисленным данным о влиянии влажности воздуха на карбонизацию различных видов бетона [51–55] диапазон влажности, при которой скорость карбонизации практически одинакова для данного материала,

довольно широк. В более пористых материалах торможение процесса начинается при большей влажности. Тяжелые бетоны наиболее интенсивно карбонизируются при относительной влажности 50-80 %. В структуре с крупными порами, где заполнение водой микрокапилляров не может заметно повысить диффузионное сопротивление, интенсивность карбонизации мало зависит от влажности воздуха. Материал с мелкопористой структурой значительно повышает сопротивление диффузии  $\text{CO}_2$  при конденсации влаги в микрокапиллярах, т. е. медленнее карбонизируется с повышением влажности воздуха.

В работе [53] приводится анализ экспериментальных данных по влиянию относительной влажности воздуха на карбонизацию железобетонных образцов. Образцы изготавливались из бетона с водоцементным соотношением 55 % и 65 %, в течение 28 суток твердели при стандартных условиях, а затем в течение 10 суток хранились при относительной влажности 50 % и температуре 20 °С. После этого три группы образцов подвергались воздействию  $\text{CO}_2$  с концентрацией 10 % при постоянной температуре 25 °С и влажностями 50 %, 65 % и 80 %. Результаты эксперимента показаны на рис. 1.9. Также, в [53] и [55] приводится зависимость снижения коэффициента диффузии  $\text{CO}_2$  при увеличении относительной влажности (рис 1.10).

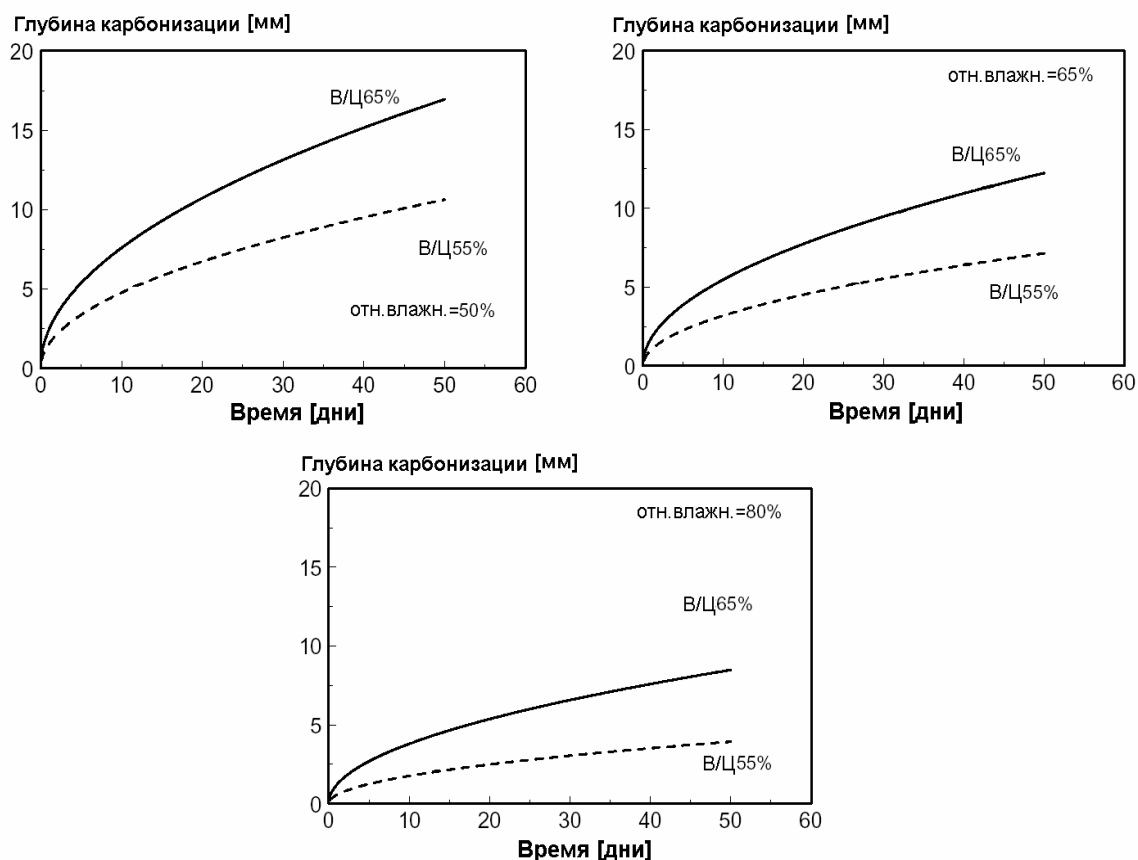


Рис. 1.9. Величина карбонизации при различной влажности

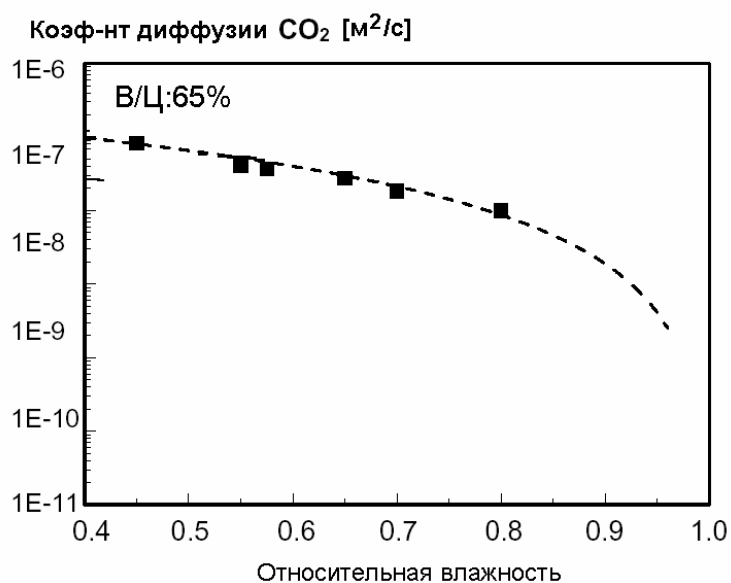


Рис. 1.10. Соотношение между коэффициентом диффузии CO<sub>2</sub> и относительной влажностью

Многими исследователями установлено [51, 52], что с наибольшей скоростью бетон карбонизируется при относительной влажности 50-70 %; сухой (влажность до 25 %) и насыщенный водой бетон не карбонизируется. Это подтверждает зависимость величины карбонизации от относительной влажности воздуха (рис. 1.11), представленная в работе [54].

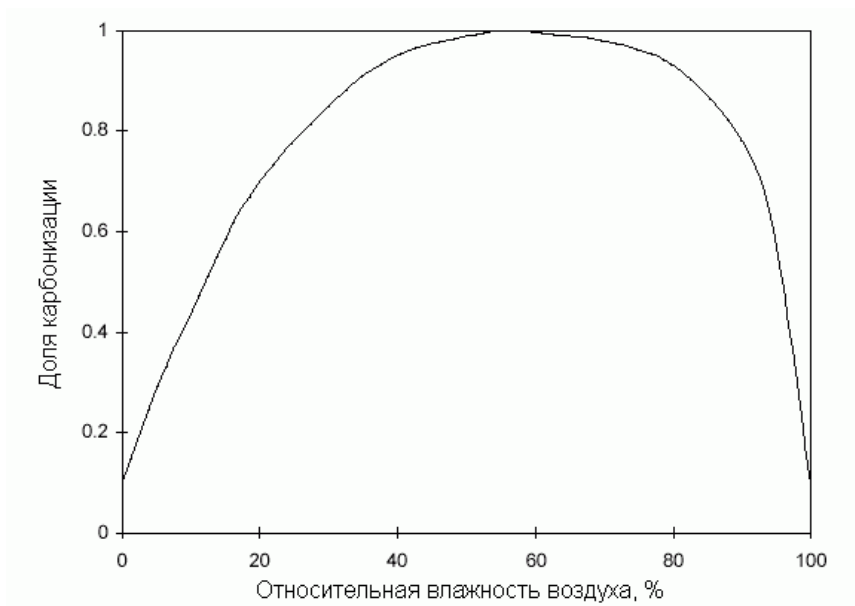


Рис. 1.11. Степень карбонизации как функция относительной влажности воздуха

## Влияние температуры, ветра и места расположения конструкции на карбонизацию бетона

Карбонизация как химический процесс зависит от температуры, но влияние температуры на кинетику карбонизации проявляется сложным образом, зависящим и от других факторов, например, влажности. В жарком климате [41] карбонизация существенно ускоряется по сравнению с умеренным. При этом необходимо учесть период отрицательных температур, когда карбонизация замедляется в наибольшей степени. Так, для климата ФРГ относительное количество углекислого газа, поглощенного за сутки известково-песчаным раствором, составило: зимой 1, весной 1,25, летом 2,1. Практически полного прекращения процесса следует ожидать зимой в суровых климатических условиях [41, 56], например, Сибири, так как при температуре ниже  $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$  замерзает вода в тонких капиллярах.

Выполненные Н.К. Розенталем [41] измерения показали, что при температуре  $-8\text{ }^{\circ}\text{C}$  скорость поглощения  $\text{CO}_2$  образцами из цементно-песчаного раствора в четыре раза меньше, чем при  $22\text{ }^{\circ}\text{C}$  (рис. 1.12).

В исследованиях карбонизации бетона в условиях тропического климата [52] обнаружено, что с наибольшей скоростью карбонизировался бетон у поверхностей, обращенных в сторону солнца, на теневой стороне глубина карбонизации была вдвое меньше. Минимальная карбонизация отмечена в каналах плит и других местах, защищенных от прямого действия солнца и излучения тепла окружающими предметами. Сильный нагрев поверхности солнцем, высушивание делали бетон более проницаемым для углекислого газа.

В режиме периодического увлажнения (дожди, роса) и высушивания при хорошем доступе углекислого газа процесс идет с большой скоростью. Отмеченное явление, по-видимому, характерно для стран и районов с жарким климатом. В отличие от этого в странах с умеренным климатом открытые поверхности конструкций, не защищенные от дождя, карбонизируются медленнее, чем не подвергающиеся действию осадков. В этом случае в отсутствие длительного и интенсивного нагрева солнцем увлажненный бетон долгое время остается малопроницаемым для углекислого газа и карбонизируется медленно.

Некоторое ускорение карбонизации бетона возможно под действием циклического изменения температуры и давления, оно зависит от

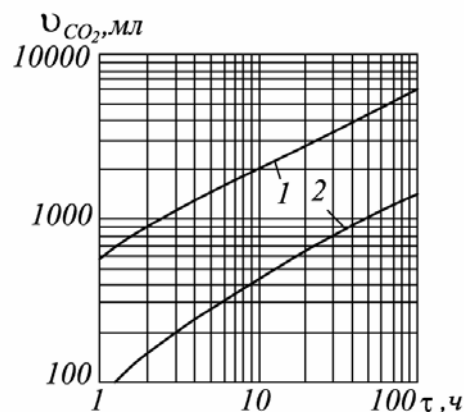


Рис. 1.12. Кинетика поглощения углекислого газа бетоном при температуре воздуха  $22\text{ }^{\circ}\text{C}$  (1) и  $-8\text{ }^{\circ}\text{C}$  (2)

амплитуды и частоты колебаний, геометрических размеров и формы конструкции, а также пористости бетона.

Исследования некоторых авторов [41, 56] показали влияние ветров на карбонизацию. Так, под действием постоянных ветров большой силы бетон со стороны преимущественного направления ветра и с противоположной карбонизирован в 1,5-2 раза глубже, чем с двух других сторон. Причиной этого может быть поступление  $CO_2$  в поры бетона не только путем обычной диффузии, но и под влиянием изменяющегося давления при порывах ветра.

### 1.1.2. Влияние карбонизации на характеристики бетона

Карбонизация изменяет ряд физико-механических и физико-химических свойств бетона и раствора. В работах [28, 57] приводятся сведения о том, что объем твердой фазы бетона при взаимодействии извести и углекислоты увеличивается на 11 % при переходе  $Ca(OH)_2$  в  $CaCO_3$  и поверхностный слой бетона уплотняется труднорастворимым карбонатом кальция. В [41] сообщается, что объемная масса цементно-песчаных растворов увеличивается примерно на 100 кг на  $m^3$ , общая пористость и водопоглощение по объему уменьшаются на 5 %. Приводятся данные, что после карбонизации цементно-песчаного раствора состава 1:3 его прочность на сжатие увеличивается на 50-70 %, а на растяжение при изгибе – на 40-60 %.

Paradakis и др. [58] экспериментально показали, что снижение пористости полностью карбонизированного бетона зависит от водоцементного отношения, что подтверждают экспериментальные результаты Houst и Wittmann [50], Ngala и Page [60].

В статье [61] говорится о том, что в исследованных конструкциях прочность бетона в карбонизированной зоне была увеличена в 1,2 раза.

Исследования [4, 41] показали, что прочность бетона после карбонизации может не только возрастать, но и уменьшаться в зависимости от вида цемента. Так, прочность конструктивного бетона на гипсошлаковом вяжущем снижалась после карбонизации в естественных условиях в течение 4 и 10 лет. Изучение поведения растворных призм, изготовленных на 6 цементах и подвергавшихся ускоренной карбонизации при 9 %-м содержании  $CO_2$ , 20 °С и относительной влажности 65 %, показало, что если содержание клинкера в цементе свыше 40 %, прочность раствора после карбонизации может возрастать до 70 %, а если меньше 40 %, то прочность может снизиться на 50 %. Изменение прочности на сжатие стандартных образцов в процессе карбонизации показано на рис. 1.13. Установлена прямая зависимость упрочнения (или разупрочнения) образцов от изменения массы образца при карбонизации. Упрочнение, очевидно, связано с уплотнением структуры образующимся карбонатом кальция, а разупрочнение – с удалением кристаллизационной воды при карбонизации трехкальциевого гидросульфоалюмината.

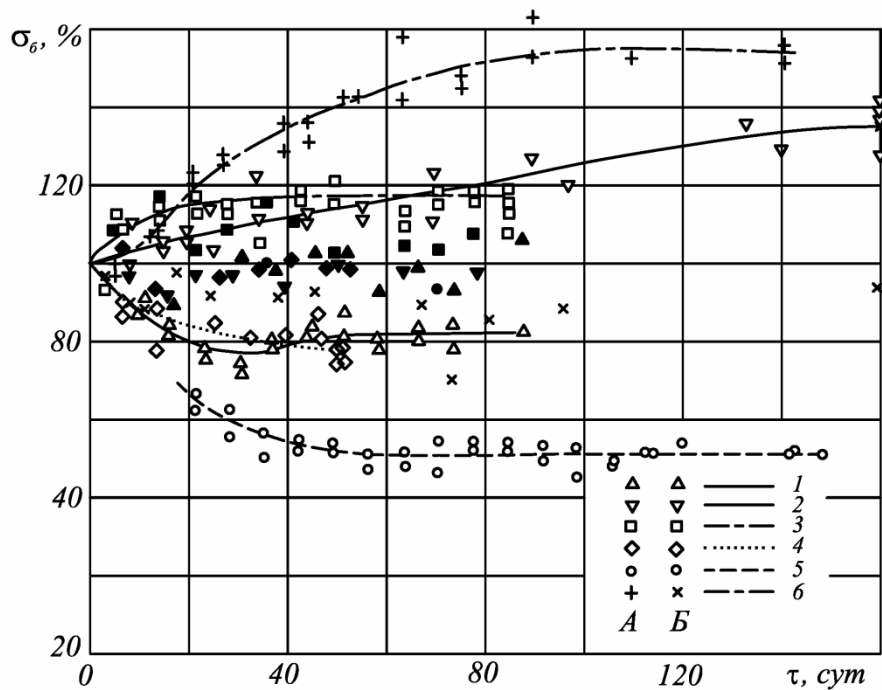


Рис. 1.13. Изменение прочности на сжатие при хранении в атмосфере  $CO_2$  (А) и на воздухе (Б):

1 – шлакопортландцемент, 82 % шлака; 2 – то же, 40 % шлака; 3 – трассовый шлакопортландцемент (траса 15, шлака 35 %); 4 – то же (траса 25, шлака 50 %); 5 – сульфатно-шлаковый цемент; 6 – портландцемент

Увеличение содержания цемента в составе вяжущего приводит к повышению в бетоне количества новообразований, не разлагаемых углекислотой, и получению цементного камня с более плотной структурой. Однако при  $CaO/SiO_2 < 0,8$  увеличение доли цемента в вяжущем не обеспечивает воздухоустойчивость бетона.

В статье [62] сделан вывод, что существует линейная зависимость между усредненными значениями поверхностной прочности бетона железобетонных конструкций, находящихся в помещении и водородным показателем (рис. 1.14).

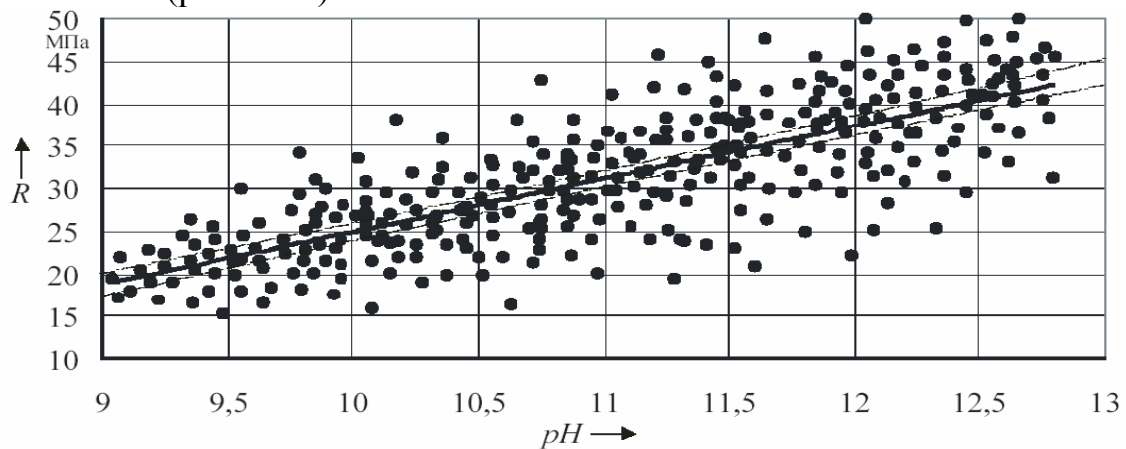


Рис. 1.14. Обобщенная диаграмма рассеяния значений  $R$ - $pH$  для атмосферных условий с 95 % доверительным интервалом для средних значений  $R$

Из приведенного обзора видно, что прочность карбонизированного бетона изменяется, причем в зависимости от состава бетона она может и увеличиваться и снижаться.

## 1.2. Хлоридная коррозия железобетонных конструкций

Одной из достаточно распространенных агрессивных сред, особенно применительно к транспортным сооружениям, является хлоридсодержащая среда. Под действием этой среды происходит разрушение и бетона, и арматуры, а так как она является либо технологической, либо проявляется при борьбе с гололедом, либо присутствует в атмосфере (морской туман), то ее присутствия и активного воздействия на конструкцию – не избежать.

По данным натурных обследований, анализа проектных материалов и экспертного опроса специалистов установлено, что воздействию агрессивных, в том числе хлоридсодержащих, сред подвергается до 75 % инженерных конструкций и сооружений, наиболее интенсивно – на предприятиях металлургической, химической, нефтехимической, целлюлозно-бумажной, текстильной и пищевой промышленности, зданий сельскохозяйственного и производственного назначения, а также в дорожно-мостовом хозяйстве и на объектах, расположенных вблизи морских побережий.

### 1.2.1. Особенности проникания хлоридов в железобетонные конструкции

В работе [63] исследована зависимость концентрации хлоридов от глубины их проникания в бетон на портландцементе с добавкой золы-уноса после 2 и 3 лет экспозиции (рис. 1.15).

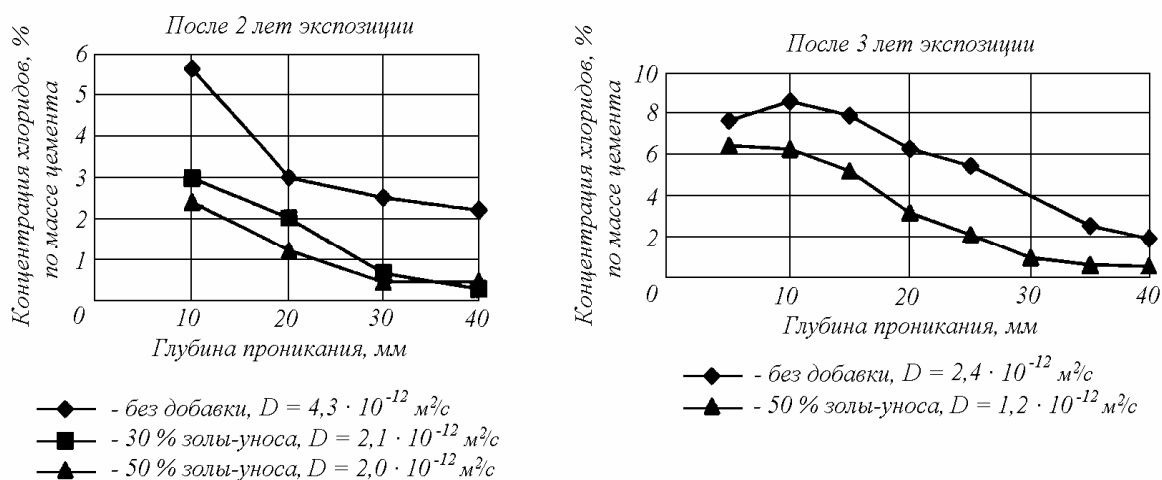


Рис. 1.15. Распределение хлоридов в бетоне после экспозиции в морской воде



Экспериментальные данные по кинетике проникания хлоридов из морской воды (концентрация хлор-ионов  $17,8 \text{ кг/м}^3$ ) в железобетонные сваи ( $B/D = 0,40$ ) квадратного поперечного сечения размером  $356 \times 356 \text{ мм}$  при температурах  $12$  и  $21^\circ\text{C}$  после  $75$  лет эксплуатации, полученные в [64], приведены на рис. 1.16.

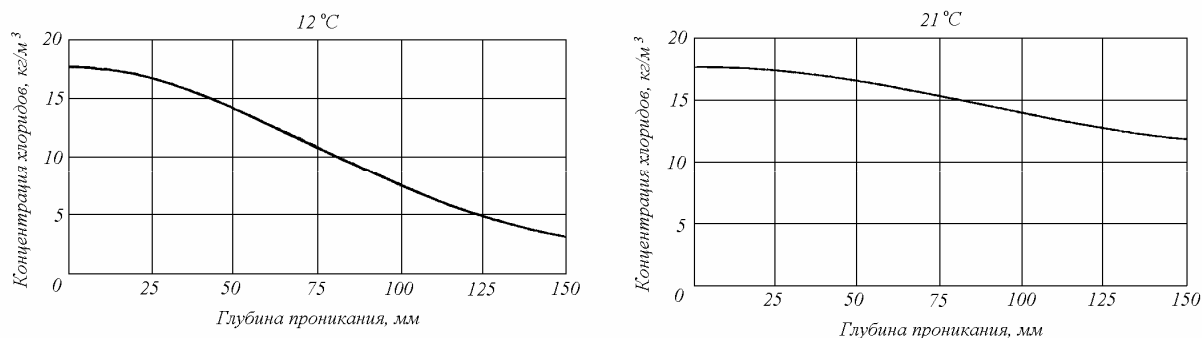


Рис.1.16. Распределение хлоридов в диагональном сечении железобетонной сваи ( $B/D=0,40$ ) при эксплуатации в зоне брызг морской воды для различных температур

На рис. 1.17 приведена кривая для причальной стенки из железобетона ( $B/D = 0,35$ ) после  $50$  лет эксплуатации в зоне брызг морской воды (концентрация хлор-ионов  $17,8 \text{ кг/м}^3$ ) при температуре  $18^\circ\text{C}$ , заимствованная из той же работы.

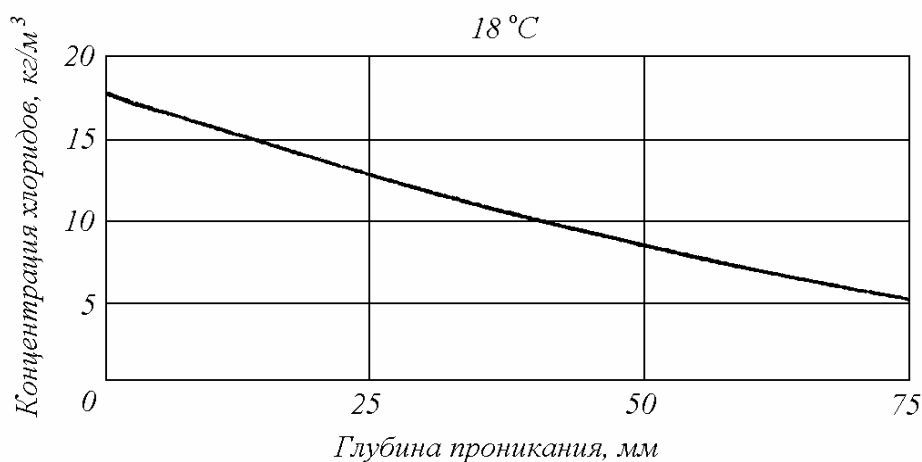


Рис. 1.17. Распределение хлоридов по сечению железобетонной ( $B/D=0,35$ ) причальной стенки при эксплуатации в зоне брызг морской воды

На рис. 1.18 приводятся экспериментальные данные по содержанию хлористых солей в сечениях квадратных свай  $406 \times 406 \text{ мм}$  опор моста San-Mateo Howard Bridge, находившихся в морской воде в течение  $40$  лет [65]. Исследовались сечения свай, непосредственно контактирующие с морской водой, а также сечения свай, которые находились в илистом грунте дна пролива; во втором случае количество хлоридов, проникших в бетон, значительно меньше, чем в первом.

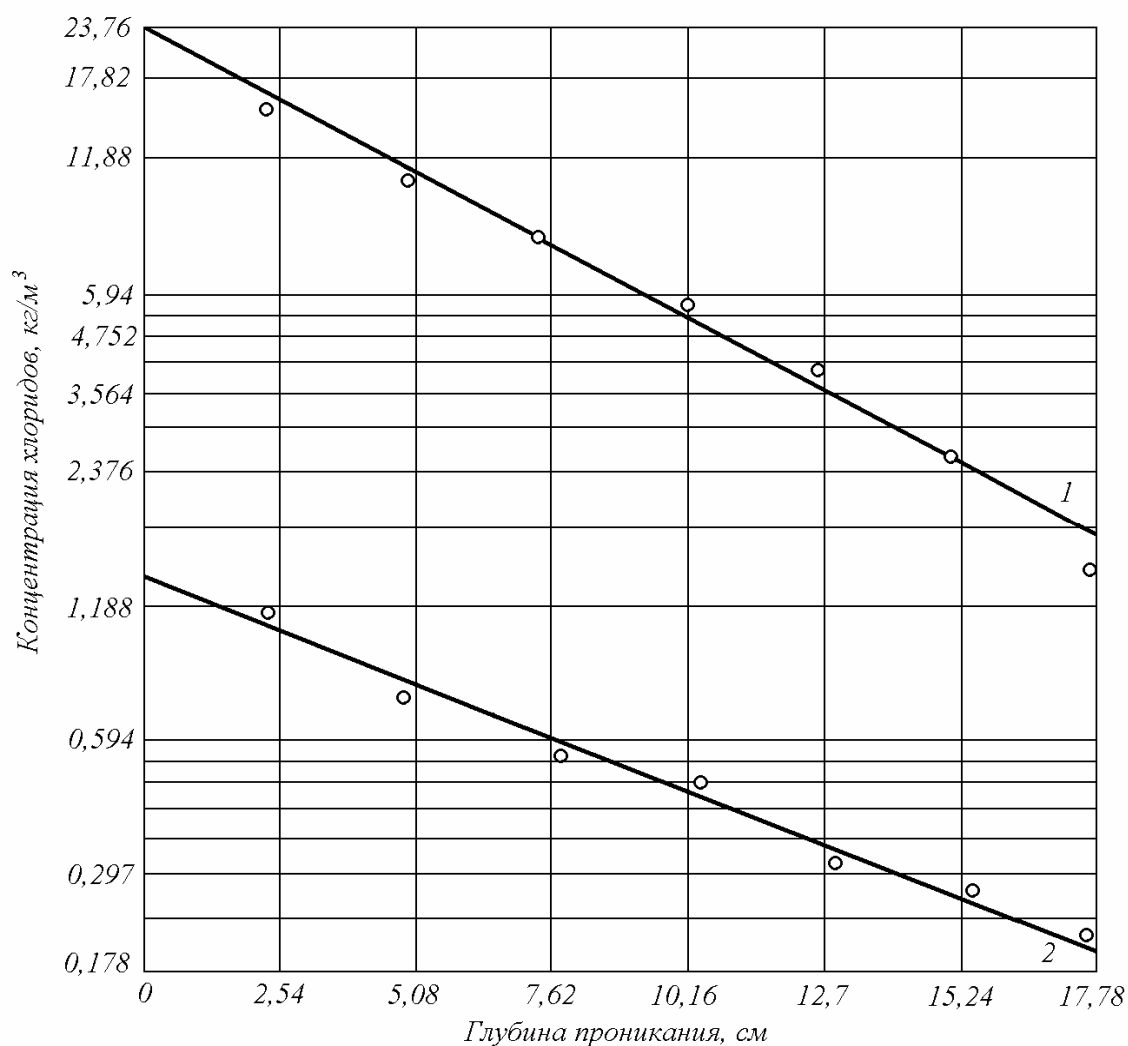


Рис. 1.18. Содержание хлористых солей в бетоне свай:  
 1 – имевших контакт с морской водой; 2 – находившихся в илистом грунте дна

В работе [64] приводятся экспериментальные данные по проницаемости хлоридов в материале покрытия автомобильного паркинга, конструкции которого, находящиеся в суровом климате (среднегодовая температура ниже 10 °С), подвергались постоянному воздействию значительного количества солей-антиобледенителей (17,8 кг/м³).

На рис. 1.19 приведены результаты исследования содержания хлоридов в материале покрытия после различных сроков эксплуатации.

В работе [65] исследовалось содержание хлоридов в плитах проезжей части железобетонных мостов различной конструкции, эксплуатируемых в США. Из плит проезжей части мостов вырезались цилиндрические образцы диаметром 10 см. Для ряда мостов было установлено, что средний расход соли для них составлял 50 т/год, т.е. около 0,976 кг/м². Средняя величина содержания хлористых солей в единице объема бетона приведена на рис. 1.20.



Рис. 1.19. Содержание хлоридов в железобетонном (В/Ц=0,40) покрытии паркинга после 40 лет эксплуатации

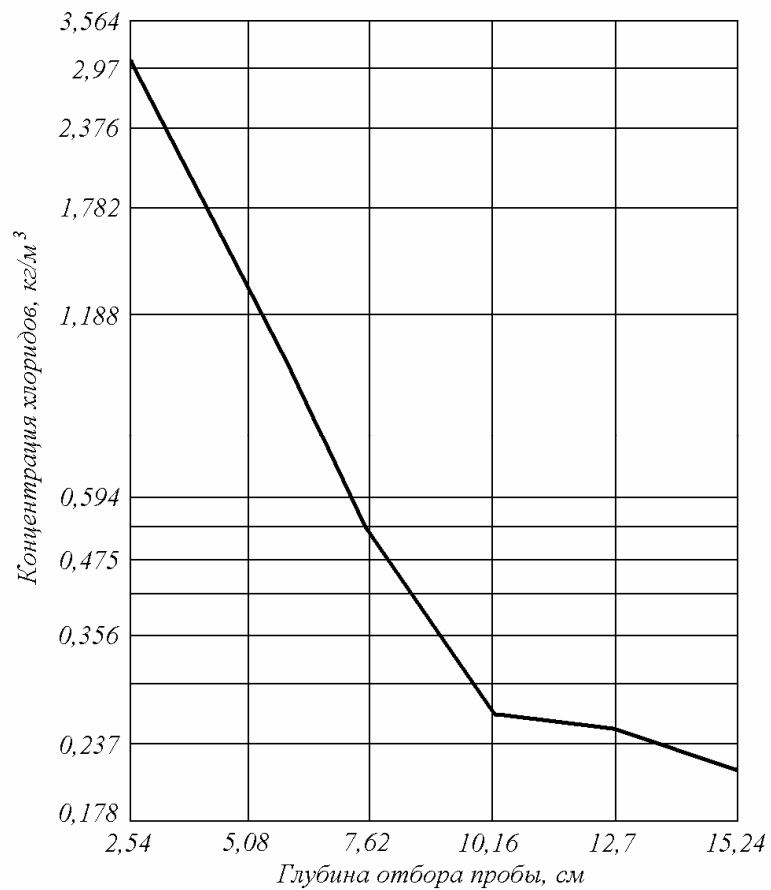


Рис. 1.20. Содержание хлористых солей в плитах проезжей части мостов (средние значения для 14 мостов)

### 1.2.2. Влияние хлоридов на кратковременные и длительные свойства бетона

В работе [13] исследовалось изменение прочностных показателей бетона в условиях воздействия жидких хлоридсодержащих сред. В качестве рабочей агрессивной среды был принят 1 %-й раствор соляной кислоты HCl с показателем pH = 0,56 и концентрацией ионов хлора 10,09 г/л. Расход цемента на 1 м<sup>3</sup> бетона – 365 кг, В/Ц=0,4. При изготовлении бетонной смеси применялся супер-пластификатор С-3. Бетонные образцы размером 6×12×100 см бетонировались в специально изготовленных металлических формах. После уплотнения бетона на вибростенде образцы подвергались тепловой обработке в пропарочной камере в течение суток. Готовые образцы хранились в подвальном помещении при температуре 16-18 °С и влажности 85 %. Одновременно с железобетонными образцами изготавливались кубы с размером ребра 10 см и призмы размером 10×10×40 см. Характеристики бетона в возрасте 28 суток: кубиковая прочность 40,2 МПа, призмная прочность 33,4 МПа, начальный модуль упругости 35500 МПа.

По условиям контакта со средой образцы разделялись на 4 группы: всестороннее воздействие 1 %-го раствора соляной кислоты; воздействие 1 %-го раствора соляной кислоты со стороны сжатой и растянутой зон сечения; воздействие 1 %-го раствора соляной кислоты только на сжатую часть сечения; хранение образцов в нормальных термовлажностных условиях. Перед погружением образцов в раствор соляной кислоты их соответствующие грани изолировались лаком ХП-743. Образцы хранились в емкостях с агрессивным раствором при полном погружении, концентрация раствора соляной кислоты контролировалась и поддерживалась неизменной. Железобетонные элементы испытывались на внецентренное сжатие и изгиб (четырёхточечный). Испытания проводились в возрасте 28 суток, затем после 180, 360, 540 и 720 суток хранения в 1 %-м растворе соляной кислоты.

Испытания бетонных кубов и призм показали, что при длительном воздействии жидких хлоридсодержащих сред вследствие диффузии агрессивных реагентов происходит изменение свойств бетона. Средние опытные значения кубиковой и призмной прочности, начального модуля упругости и глубины нейтрализации бетона для каждого временного этапа воздействия хлоридсодержащей среды приведены в табл. 1.2. На рис. 1.21 показаны результаты испытаний образцов бетона на сжатие (экспериментальные точки помечены крестиками).

В ряде агрессивных растворов в течение всего срока испытания происходило обычное в начале коррозионных испытаний повышение прочности образцов. Действие напряженного состояния сказалось в замедлении темпа прироста прочности. В некоторых средах это привело к снижению прочности при изгибе нагруженных образцов в сравнении с первоначальной, в то время как у всех ненапряженных образцов прочность увеличилась.

Таблица 1.2

Изменение свойств бетона в 1 %-м растворе HCl

Среда	Время, сут	$R$ , МПа	$R_b$ , МПа	$E_b$ , МПа	$L_{хл}$ , см
Воздух	28	40,2	33,4	35500	0,00
1 %-й раствор HCl	180	42,4	35,7	34100	0,90
	360	37,3	32,4	31900	1,40
	540	34,2	30,7	30600	1,85
	720	33,6	29,5	28200	2,30

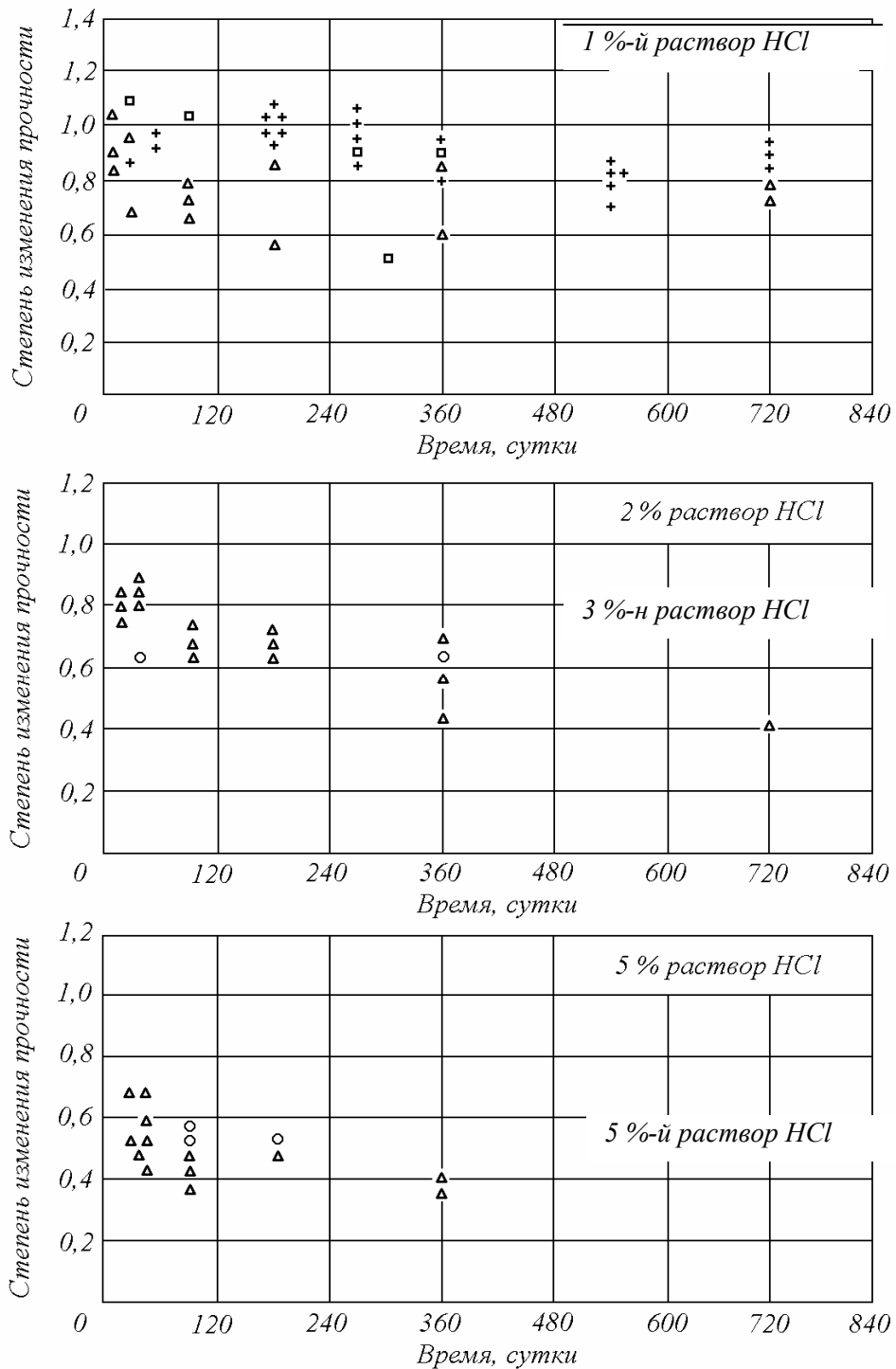


Рис. 1.21. Изменение прочности бетона в растворах соляной кислоты

В работе [66] исследовалась стойкость бетонов в растворах хлоридов в течение длительного промежутка времени. При этом были испытаны бетоны с воздухововлекающими, газовыделяющими и гидрофобизирующими добавками (табл. 1.3).

Призмы размером 7×7×22 см изготавливали на белгородском портландцементе (расход 360 кг/м<sup>3</sup>). В качестве заполнителей служили московский песок с  $M_{кр} = 2,1$  и гранитный щебень крупностью 5-15 мм. После выдерживания в камере нормального твердения в течение 28 суток образцы погружали в вертикальном положении в 5 %-е растворы NaCl, CaCl<sub>2</sub>, MgCl<sub>2</sub> и в пресную воду на глубину 2 см. Температура воздуха и раствора в ваннах составляла в летнее время 15-20, зимой 27-30 °С. Относительная влажность воздуха была равна летом 50-60, зимой 40 %. Воду и растворы меняли каждые 3 месяца.

Т а б л и ц а 1 . 3

Составы бетонов и их характеристики

Вид и содержание добавки, %	В/Ц	Состав бетона, кг/м <sup>3</sup>			О.К., см	V, %	R <sub>28</sub> , МПа
		П	Щ	В			
Без добавок	0,53	615	1235	190	1,7	-	36,6
ССБ – 0,2	0,45	634	1266	162,5	1,8	0,8	44,2
СНВ – 0,01	0,49	606	1214	175	1,8	2,3	46,2
Мылонафт – 0,05	0,49	584	1166	175	2,2	5,2	27,2
ГКЖ-94 – 0,1	0,49	620	1240	175	2,7	1,0	45,0
ГКЖ-10 – 0,15	0,47	604	1206	167,5	1,7	3,3	32,8

П р и м е ч а н и е . О.К. – осадка конуса; V – водопоглощение бетона по массе; R<sub>28</sub> – прочность бетона в возрасте 28 суток.

В ходе эксперимента, длившегося 8 лет, образцы периодически осматривали. При этом сопоставляли их состояние с контрольными, испытанными в условиях капиллярного подсоса в воде. За критерий солестойкости принимали внешний вид образцов и значения прочности при сжатии, усредненные для верхней и нижней частей образцов, за начало разрушения – появление заметных трещин, выкрашиваний (сколов) бетона.

В работе [13] приводятся экспериментальные данные по влиянию жидких хлоридсодержащих сред на деформативные характеристики бетона, в частности на изменение начального модуля упругости бетона (рис. 1.22). Характеристики образцов и порядок проведения экспериментов описаны выше. Как видно из рис. 1.22, воздействие 1 %-го раствора соляной кислоты с течением времени приводит к снижению модуля упругости бетона.

В работе [67] приводятся экспериментальные данные о влиянии различных солей, в том числе и хлоридсодержащих, на деформации расши-

рения бетона. Из рис. 1.23, иллюстрирующего кинетику нарастания деформаций расширения бетонных образцов, видно, что хлористые соли оказывают весьма значительное влияние на эту характеристику.

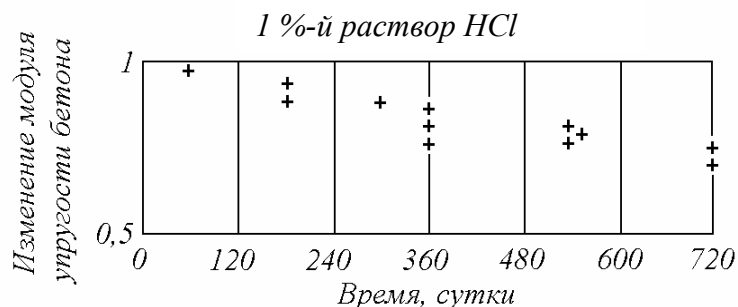


Рис. 1.22. Изменение начального модуля упругости бетона во времени в условиях воздействия 1 %-го раствора HCl

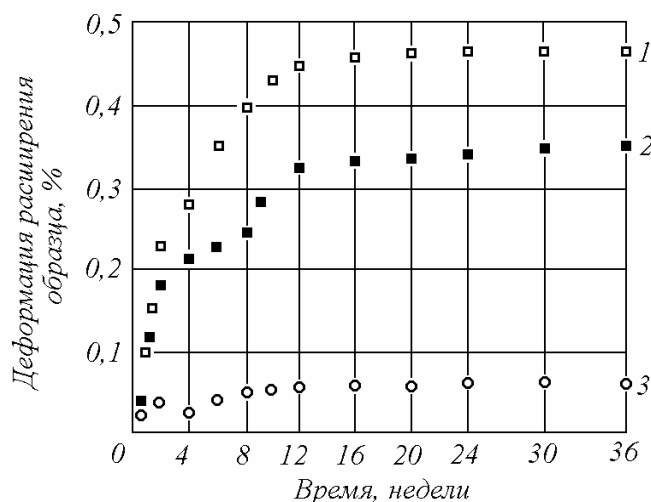


Рис. 1.23. Деформация расширения образцов бетона в растворах: 1 — NaCl; 2 — KCl; 3 — контрольные образцы

### 1.2.3. Влияние хлоридов на механические свойства арматуры

В работе [68] указывается, что поверхностная коррозия практически не оказывает влияния на механические свойства стали. Коррозионные поражения в виде язв приводят к концентрации напряжений в материале. Пластичные арматурные стали менее чувствительны к коррозионным поражениям, так как в процессе деформации происходит перераспределение напряжений вблизи язв. Стали малопластичные чувствительны к коррозионному поражению и надрезам.

Местная коррозия арматуры глубиной 50-100 мкм может привести к снижению механических характеристик закаленных и низкоотпущенных сталей (например, термически упрочненной арматуры классов от Ат-IV до

Ат-VII), однако незначительно влияет на свойства мягких сталей. Это подтверждается также данными [68], полученными при исследовании арматуры в зоне трещин бетона (табл. 1.4).

Т а б л и ц а 1 . 4

Влияние коррозии на прочность холодноотянутой проволоки  
диаметром 4 мм из стали Ст.3

Условия хранения образцов с трещинами в течение 12 месяцев	Глубина коррозии, мкм	Уменьшение разрывного усилия, %
Увлажнение – высушивание	20-100	4-7
Атмосфера промышленного цеха с Cl <sub>2</sub>	20-100	4-8
Во влажном грунте	220-250	10-12
Во влажном грунте	400	20
Во влажном грунте	700	47
Во влажном грунте	1070	74

Как следует из табл. 1.4, поражения в виде отдельно расположенных язв глубиной в пределах 100 мкм для холодноотянутой проволоки диаметром 4 мм незначительно уменьшают разрывное усилие (разрушение стержней часто происходит за пределами поражения). И лишь при глубине поражения более 200 мкм прочность заметно снижается, и разрыв стержней происходит в зоне поражения. Прочность высокопрочной проволоки диаметром 4 мм после коррозионных испытаний в железобетонных элементах с трещинами существенно снизилась, причем разрыв, как правило, происходил по месту коррозии. В работе [41] отмечается, что о коррозионной стойкости стержневой горячекатаной арматуры можно судить по результатам обследований, а также по данным стойкости близких по составу строительных сталей. Так, например, была исследована арматура диаметром 9 мм, пораженная общей коррозией с язвами глубиной до 0,5 мм, извлеченная в 1969 году из карбонизированного бетона плит покрытия постройки 1910 года. Механические свойства ее (временное сопротивление 340 МПа, относительное удлинение на базе 100 мм – 27,7 %, относительное равномерное удлинение – 23,8 %) оказались в пределах нормативных значений для стали Ст.0 в состоянии поставки, т.е. коррозионные поражения их не изменили.

В этой же работе указывается, что язвенные поражения при хлоридной коррозии арматуры класса А-I в бетоне вызвали заметное ухудшение физико-механических ее характеристик в стержне, особенно пластичности. При диаметре стержней из стали Ст.3 20 мм и глубине изъязвлений до 2,4 мм (стержни из ребер плит перекрытий таксомоторного парка после 10-12 лет эксплуатации) минимальное относительное удлинение оказалось на 38 %, а временное сопротивление на 14,8 % меньше средних для некорродировав-



шей части тех же стержней. Наблюдения также показали, что равномерное удлинение холоднотянутой низкоуглеродистой проволоки класса В-I диаметром 5 мм после трех лет нахождения на атмосферном стенде снизилось от 2,2 % в состоянии поставки до 1,9 % у образцов ненапряженных и до 1,4 % – у растянутых до уровня 0,6 предела прочности.

В работах [68, 69] делается вывод о незначительном влиянии среды при коррозии на прочностные свойства стали.

На рис. 1.24 приведены данные [70], показывающие кинетику снижения прочностных свойств сталей при полном погружении в морскую воду после пятилетних испытаний (при расчете напряжений нагрузки отнесены к первоначальному сечению образцов).

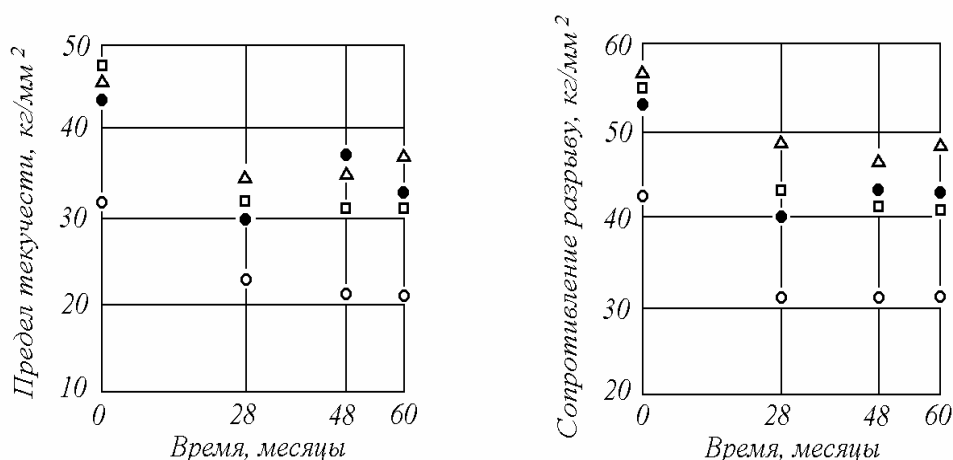


Рис.1.24. Изменение предела текучести и сопротивления разрыву сталей разных марок вследствие коррозии в морской воде:  
□ – СХЛ-1; Δ – МК; ● – МС-1; ○ – Ст3

Автор работы [13] приводит экспериментальные данные по влиянию воздействия 1 %-го раствора соляной кислоты на механические характеристики арматурной стали класса А-III диаметром 8 мм (см. табл. 1.5).

Т а б л и ц а 1 . 5

Изменение механических характеристик арматурной стали

Время, сутки	$\sigma_{ц,хл} / \sigma_{ц,эт}$	$\Delta l_{хл} / \Delta l_{эт}$	Потеря площади сечения, %
180	0,97	0,91	2,5
360	0,99	0,80	5,5
540	0,97	0,90	11,6
720	0,96	1,09	17,0

П р и м е ч а н и е .  $\sigma_{ц,эт}$ ,  $\sigma_{ц,хл}$  – временное сопротивление эталонного образца и образца после воздействия агрессивной среды;  $\Delta l_{эт}$ ,  $\Delta l_{хл}$  – относительное удлинение после разрыва эталонного образца и образца после воздействия агрессивной среды.

Как видно, под действием раствора соляной кислоты несколько уменьшаются временное сопротивление и относительное удлинение арматурной стали. Основной причиной этого снижения, считает автор, являются коррозионные потери сечения стержня, в значительно меньшей степени влияет нарушение структуры поверхностного слоя.

В работе [71] приводятся экспериментальные данные по влиянию атмосферной коррозии на механические свойства арматурных сталей.

Образцы арматурной стали (горячекатаная (HR) диаметром 32 мм; горячекатаная (HR) диаметром 16 мм; горячекатаная (HR) диаметром 12 мм; горячекатаная/холоднотянутая (HR/CS) диаметром 12 мм; горячекатаная/холоднотянутая (HR/CS) диаметром 10 мм; горячекатаная/холоднотянутая (HR/CS) диаметром 8 мм) длиной 50 см экспонировались в горизонтальном положении в хлоридсодержащей атмосфере Персидского залива в течение 16 месяцев. Рис. 1.25 и 1.26 иллюстрируют изменение предела текучести и временного сопротивления сталей различных составов. Как видно из этих рисунков, атмосферная коррозия практически не влияет на прочностные свойства указанных сталей. Данные по влиянию атмосферной коррозии на деформативные свойства сталей приведены в табл.1.6.

Т а б л и ц а 1 . 6

Относительное удлинение при разрыве (%) стальных образцов после экспозиции в морской атмосфере

Образец	Срок экспозиции, месяцы								
	0	2	4	6	8	10	12	14	16
10 мм HR/CS:									
состав № 1	11,9	–	–	–	12,7	–	13,2	–	15,2
состав № 2	12,7	12,2	12,1	10,7	11,7	10,7	10,4	9,3	10,9
состав № 3	10,7	–	10,6	–	10,2	–	10,0	–	11,4
16 мм HR:									
состав № 1	16,5	–	12,2	–	17,6	–	15,8	–	15,7
состав № 2	16,6	15,4	11,4	17,1	16,8	14,0	14,7	14,6	15,2
состав № 3	15,9	–	10,6	–	15,8	–	16,0	–	16,1
32 мм HR:									
состав № 1	20,5	–	19,7	–	19,8	–	21,0	–	18,8
состав № 2	17,8	19,3	19,3	20,0	19,8	20,0	18,8	20,3	19,3
состав № 3	17,3	–	16,8	–	16,7	–	18,0	–	14,8

П р и м е ч а н и е . В таблице приведены не все группы образцов.

Автор отмечает, что относительное удлинение всех испытанных образцов было выше допустимого по стандарту ASTM A 615 (Steel Grade 60). Данные эксперимента также показали, что, независимо от периода экспозиции, образцы из HR/CS стали менее пластичны, чем образцы из стали HR.

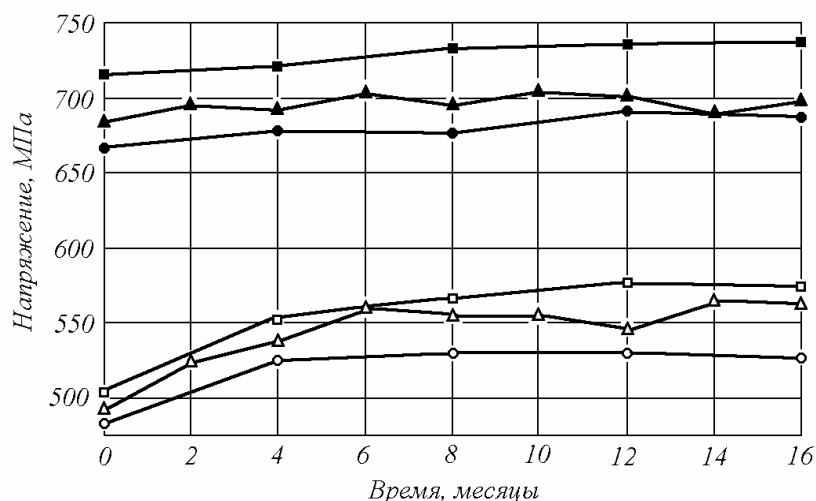


Рис. 1.25. Изменение прочностных свойств стали (горячекатаная/холоднотянутая, 10 мм) при образовании слоя ржавчины на поверхности арматуры: предела текучести: □ – состав № 1; △ – состав № 2; ○ – состав № 3; сопротивления разрыву: ■ – состав № 1; ▲ – состав № 2; ● – состав № 3

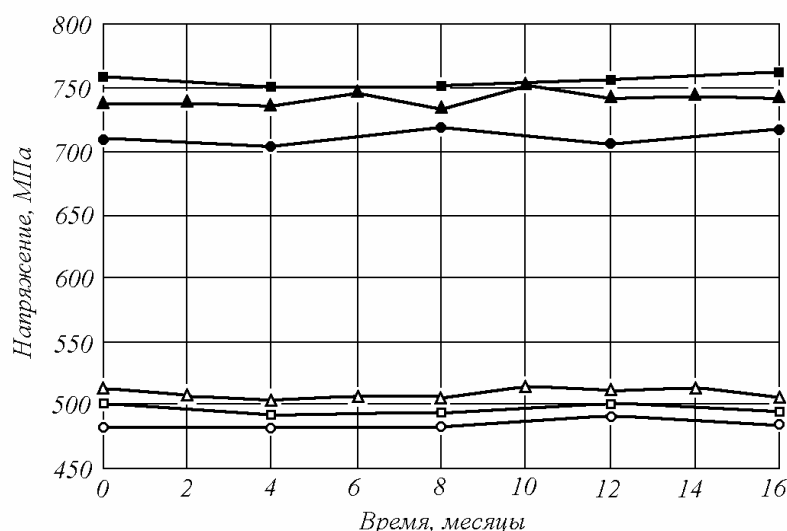


Рис. 1.26. Изменение прочностных свойств стали (горячекатаная, 16 мм) при образовании слоя ржавчины на поверхности арматуры: предела текучести: □ – состав № 1; △ – состав № 2; ○ – состав № 3; сопротивления разрыву: ■ – состав № 1; ▲ – состав № 2; ● – состав № 3

#### 1.2.4. Влияние хлоридов на коррозионный износ арматуры

Как известно, стальная арматура в бетоне защищена от коррозии тонкой пассивирующей пленкой, состоящей из оксидов железа, которая формируется на поверхности арматуры из-за сильно щелочной среды поровой влаги бетона [72]. Коррозия арматурной стали начинается при разрушении пассивирующей пленки (депассивации). Депассивация арматуры происходит в присутствии хлоридов определенной, так называемой пороговой, или критической концентрации. Негативному воздействию хлорид-

ионов в бетоне противопоставлены гидроксид-ионы, способствующие самозалечиванию пассивирующей пленки. Критической по опасности коррозии арматуры концентрацией хлорид-ионов в бетоне считают такую, при которой скорости процессов пассивации и депассивации одинаковы [72]. В работе [73] указывается, что на уровень критической концентрации хлоридов в бетоне оказывают влияние: рН-фактор бетона; влажность бетона и концентрация агрессивного раствора в окружающей бетон среде. Некоторые ученые занимались определением критической концентрации хлоридов в бетоне. Результаты их расчетов представлены в табл. 1.7.

В работе [74] даны рекомендации по определению критического уровня хлоридов (см. табл. 1.8), основываясь на лабораторных испытаниях железобетонных образцов, выдержанных в течение 16 месяцев при температуре 22°C в условиях воздействия хлоридсодержащей среды. Бетон имеет прочность на сжатие 35 МПа и водоцементное отношение 0,65.

Т а б л и ц а 1 . 7

Критическая концентрация хлоридов в бетоне

$C_{кр}, \text{кг/м}^3$	Год	Исследователи
0,7	1962	Lewis D.A. [75]
0,2 – 2,8	1967	Hausmann D.A. [72]
0,77	1972	Berman H.A. [76]
0,6 – 0,9	1973	Clear K.C., Hay R.E. [77]
0,66	1974	Clear K.C. [78]
0,66	1975	Stratfull R.F., Spellman D.L. [79]
0,6 – 1,3	1978	Cady P.D. [80]
1,33	1982	Browne R.D. [81]
0,5 – 1,33	1986	Pfeifer D.W., Landgren J.R., Zoob A. [82]
0,4 % от массы цемента	1990	Алексеев С.Н., Иванов Ф.М. [28]
0,025–0,050 % от массы бетона	1992	Cady P.D. [83]
0,83	1997	Frangopol [84]

Т а б л и ц а 1 . 8

Критическая концентрация хлоридов в бетоне (в % по массе цемента)

Сталь	Арматура	Критическая концентрация $Cl_{lim} (\%)$
Углеродистая	ненапряженная	0.4
	напряженная	0.2
Нержавеющая	ненапряженная	1.0
	напряженная	0.4

В работах [85, 86] приведен достаточно подробный обзор экспериментальных данных по кинетике коррозионного износа стальной арматуры железобетонных конструкций, подвергающихся воздействию хлоридсодержащих сред. Рассмотрено воздействие различных видов хлоридсодержащих сред (газообразных, жидких, твердых), а также влияние различных факторов (химического состава стали, характера обработки поверхности металла, типа и назначения конструкции, характера подвода агрессивной среды, климатических условий, наличия примесей в атмосфере, наличия добавок в бетоне, состояния защитного покрытия или окружающего арматуру бетона, уровня и вида напряженного состояния элемента конструкции, степени пластической деформации металла и т.д.). В данном разделе диссертации приведем лишь некоторые данные по кинетике коррозионного износа стальной арматуры при действии жидкой хлоридной среды.

В работе [87] приводятся данные по кинетике коррозии стали в растворах соляной кислоты различной концентрации (рис. 1.27). Зависимость скорости коррозии от концентрации раствора носит явно выраженный нелинейный характер.

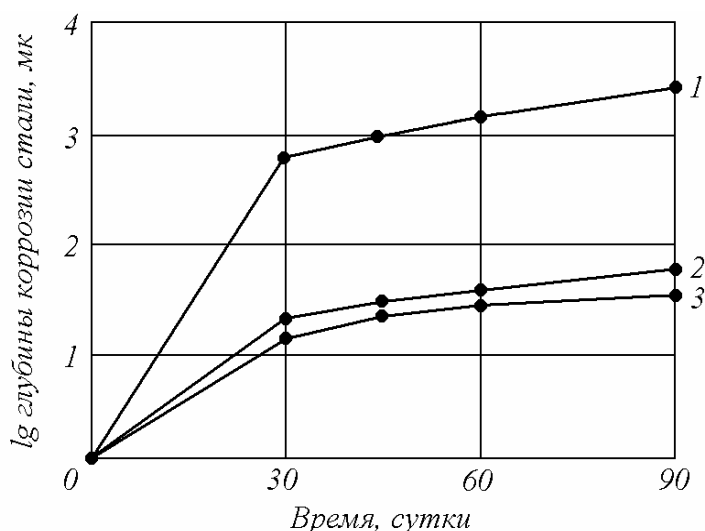


Рис. 1.27. Кинетика коррозионных повреждений стальных пластин в растворах HCl: 1 – 0,1 н; 2 – 1,0 н; 3 – 10 н

В работе [13] приводятся данные по кинетике коррозионного износа арматурной стали 35ГС класса А-III в 1 % растворе соляной кислоты (рис. 1.28). Образцы длиной 30 см выдерживались в полностью погруженном состоянии в указанной агрессивной среде при температуре 16-18 °С. По истечении определенного промежутка времени определялась глубина коррозионного износа образцов.

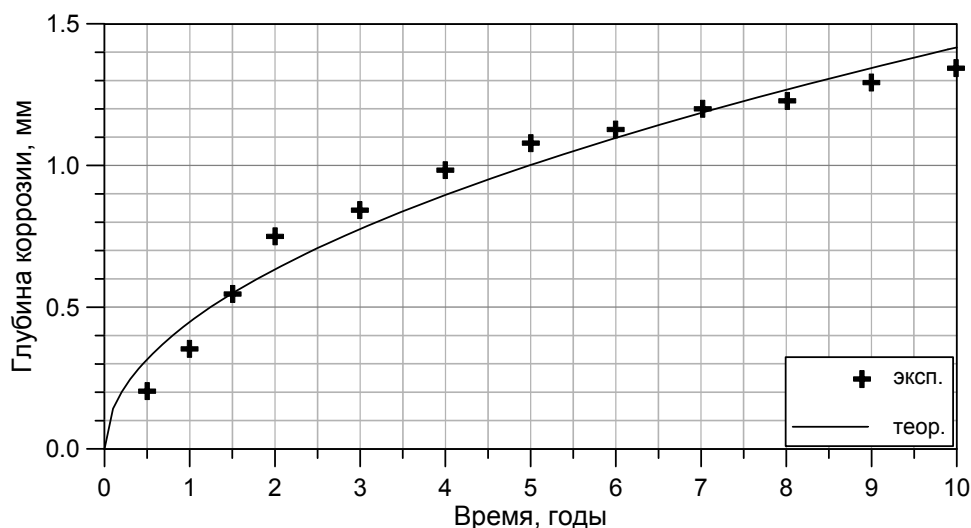


Рис. 1.28. Кинетика коррозионных потерь арматурной стали в 1 % растворе HCl

В работе [28] также отмечается, что на скорость коррозии стали в жидкой агрессивной среде значительное влияние оказывает концентрация раствора. Однако ее влияние не однозначно. Как правило, в разбавленных растворах с ростом концентрации соли ускорение коррозии сменяется замедлением (рис. 1.29), что обычно связано с уменьшением растворимости кислорода. Отсюда можно сделать вывод, что для корректного моделирования поражения арматуры необходимо контролировать не только концентрацию агрессивного агента среды, но и концентрации прочих компонентов, участвующих в химических реакциях, а также их соотношение, так как в процессе коррозии может произойти смена лимитирующего коррозионный процесс фактора.

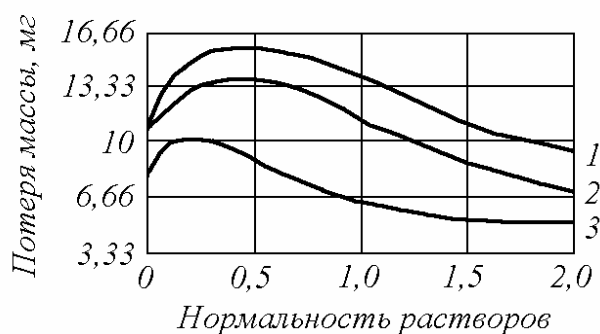


Рис. 1.29. Влияние концентрации хлористых солей на коррозию стали при 35 °C за 2 суток:  
1 – KCl; 2 – NaCl; 3 – LiCl

### 1.2.5. Влияние хлоридов на сцепление арматуры с бетоном

В работе [71] приводятся результаты исследования влияния коррозии стальной арматуры на сцепление последней с бетоном. Эксперименты проводились на образцах-кубах с размером ребра 150 мм (для стержней диаметром 8, 10, 12 и 16 мм) и 200 мм (для стержней диаметром 32 мм).

Для каждой группы арматурных стержней изготавливали три бетонных образца. Покрытые ржавчиной арматурные стержни бетонировались в специальных формах, смесь уплотнялась с использованием глубинных вибраторов. Прочность бетона в возрасте 28 дней – 30 МПа, В/Ц = 0,5, осадка конуса бетонной смеси 50-75 мм. Глубина заделки стержней: для диаметров 8, 10 и 12 мм – шесть диаметров стержня; для диаметра 16 мм – 3,5 диаметра стержня; для диаметра 32 мм – два диаметра стержня. Испытания образцов на сцепление арматуры с бетоном проводились на разрывной машине мощностью 250 кН в соответствии с [88].

На рис. 1.30 показана типичная для большинства образцов диаграмма прочность сцепления арматуры с бетоном – величина проскальзывания арматурного стержня. До уровня  $0,6 \div 0,75$  от предельной прочности сцепления наблюдается прямо пропорциональная зависимость между этими величинами. С увеличением нагрузки характер диаграммы изменяется, что говорит о нарушении сцепления. На рис. 1.31 и 1.32 иллюстрируется изменение прочности сцепления арматуры с бетоном (средние величины) во времени для стержней различных диаметров. Для сравнения приведены уровни прочности сцепления арматуры с бетоном по [89, 90]. Как видно из этих рисунков, какого-либо существенного изменения сцепления арматуры с бетоном для стержней диаметром 16 мм с течением времени не наблюдается, а для стержней 32 мм отмечено даже слабое увеличение прочности сцепления арматуры с бетоном.

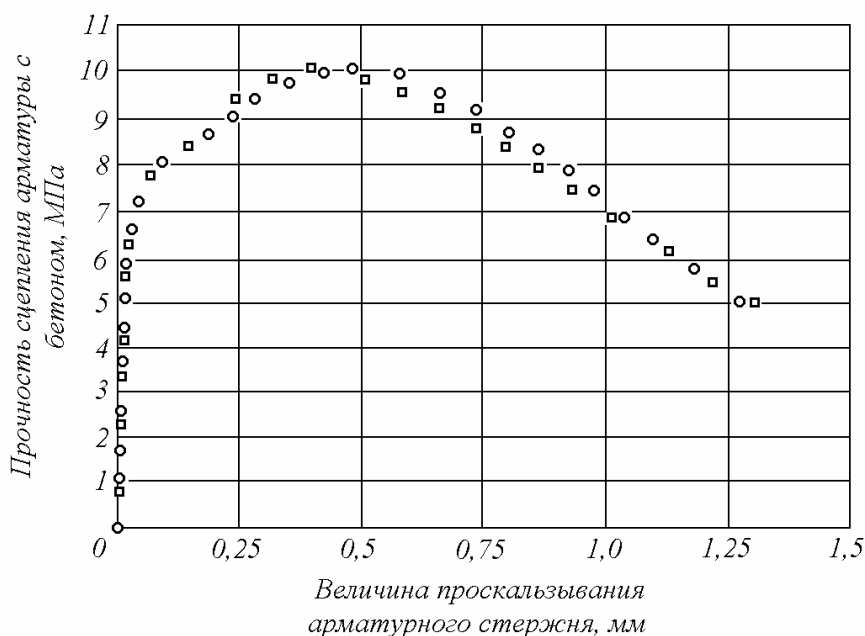


Рис. 1.30. Зависимость прочности сцепления арматурного стержня (горячекатаная сталь, 16 мм) с бетоном от величины проскальзывания его концов: о – нагружаемого; □ – ненагружаемого

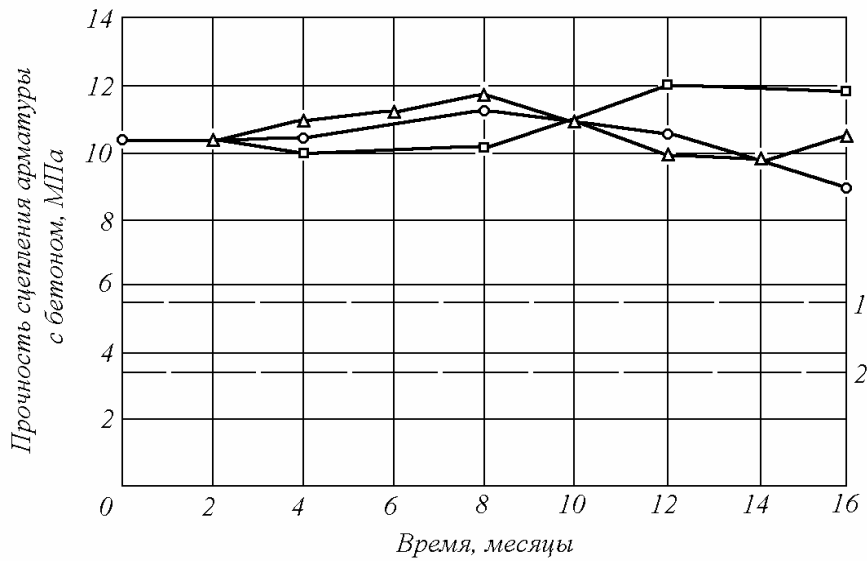


Рис. 1.31. Изменение прочности сцепления арматуры (горячекатаная сталь, 16 мм) с бетоном во времени:  
 □ – состав № 1; Δ – состав № 2; ○ – состав № 3;  
 1 – максимально допустимое напряжение сцепления по АС1 318-63;  
 2 – максимально допустимое локальное напряжение сцепления по СР 110

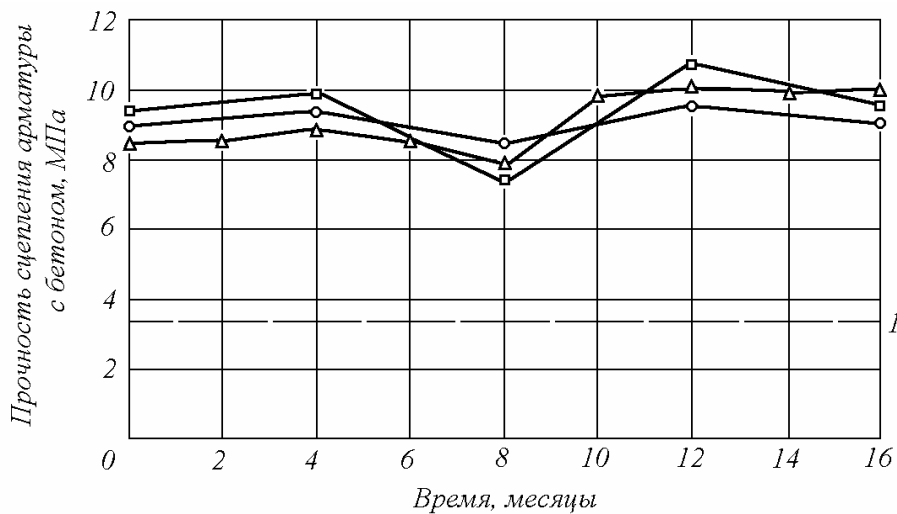


Рис. 1.32. Изменение прочности сцепления арматуры (горячекатаная сталь, 32 мм) с бетоном во времени:  
 □ – состав № 1; Δ – состав № 2; ○ – состав № 3;  
 1 – максимально допустимое напряжение сцепления по АС1 318-63 и СР 110

### 1.3. Сульфатная коррозия железобетонных конструкций

Достаточно широко распространенными средами, с которыми контактируют элементы железобетонных конструкций в процессе эксплуатации и которые агрессивны по отношению к бетону и железобетону, являются среды, содержащие сульфаты. На практике встречаются сульфатсодержащие среды как природного, так и техногенного происхождения.



### 1.3.1. Особенности проникания сульфатсодержащих сред в железобетонные конструкции

Достаточно полный обзор экспериментальных данных по кинетике проникания сульфатсодержащих сред (газообразных и жидких) в железобетонные конструктивные элементы, приводится в работе [91]. Однако следует отметить, что количество экспериментальных данных, позволяющих выяснить скорость, глубину проникания и распределение сульфат иона по толщине материала, а также определить кинетику химического взаимодействия проникших сульфат-ионов, весьма ограничено.

В работе [92] изучался характер накопления и распределения связанных цементным камнем сульфат ионов при воздействии 5 и 10 %-х растворов  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  на свежесушенную бетонную смесь. Исследования проводились на бетонных образцах-призмах размером  $4 \times 4 \times 16$  см, приготовленных на портландцементе ( $C_3A=7\%$ ), сульфатостойком портландцементе ( $C_3A=2,8\%$ ) и барий-содержащем портландцементе Карачаево-Черкесского завода ( $\text{BaO}=3,3\%$ ). Бетонирование осуществлялось в 5 и 10 %-е растворы  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ . Через 28, 90, 180 и 360 суток нахождения в указанных средах в условиях полного погружения из образцов с глубины 0,3; 1,1 и 1,9 см от поверхности отбирали пробы бетона для химического анализа с целью определения количества связанных цементным камнем бетона сульфат-ионов  $\text{SO}_3$  (рис. 1.33).

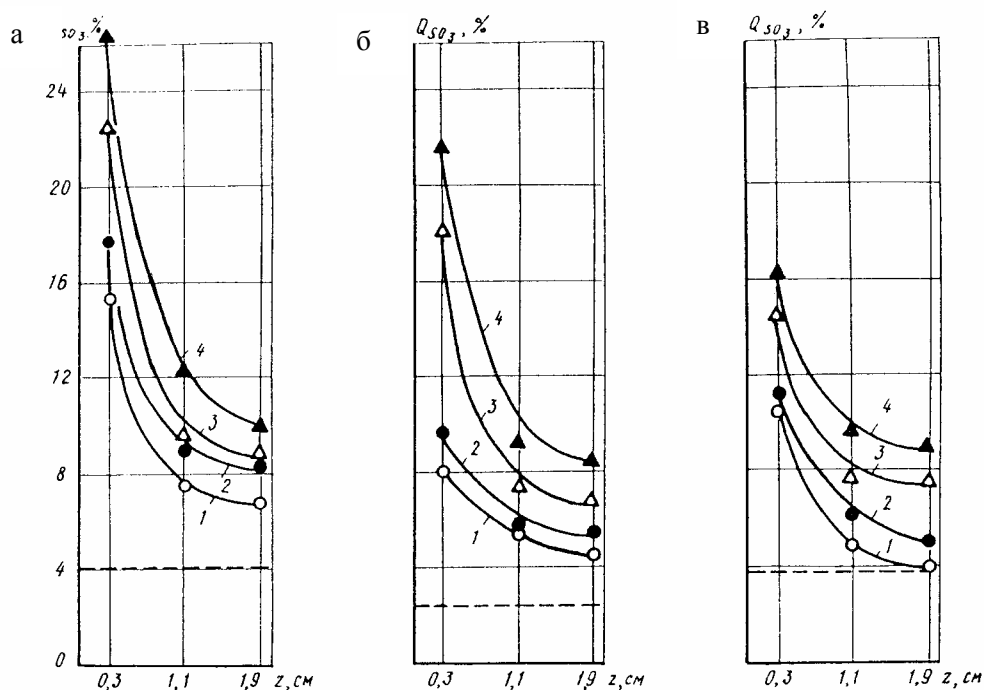


Рис. 1.33 Количество связанных цементным камнем бетона сульфат-ионов  $\text{SO}_3$ :  
 а – портландцемент; б – сульфатостойкий портландцемент;  
 в – барийсодержащий портландцемент;  
 1 – 28 сут; 2 – 90 сут; 3 – 180 сут; 4 – 360 сут;  
 ---- – исходное содержание  $\text{SO}_3$  (а-4 %; б-2,45 %; в – 3,79 %)

В работе [93] приводятся данные о распределении связанных цементным камнем сульфат-ионов в пересчете на  $\text{SO}_3$  по глубине зоны взаимодействия при воздействии раствора  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  различной концентрации (рис. 1.34). Бетонные образцы были приготовлены на портландцементе Воскресенского завода, состав 1:2, В/Ц=0,48.

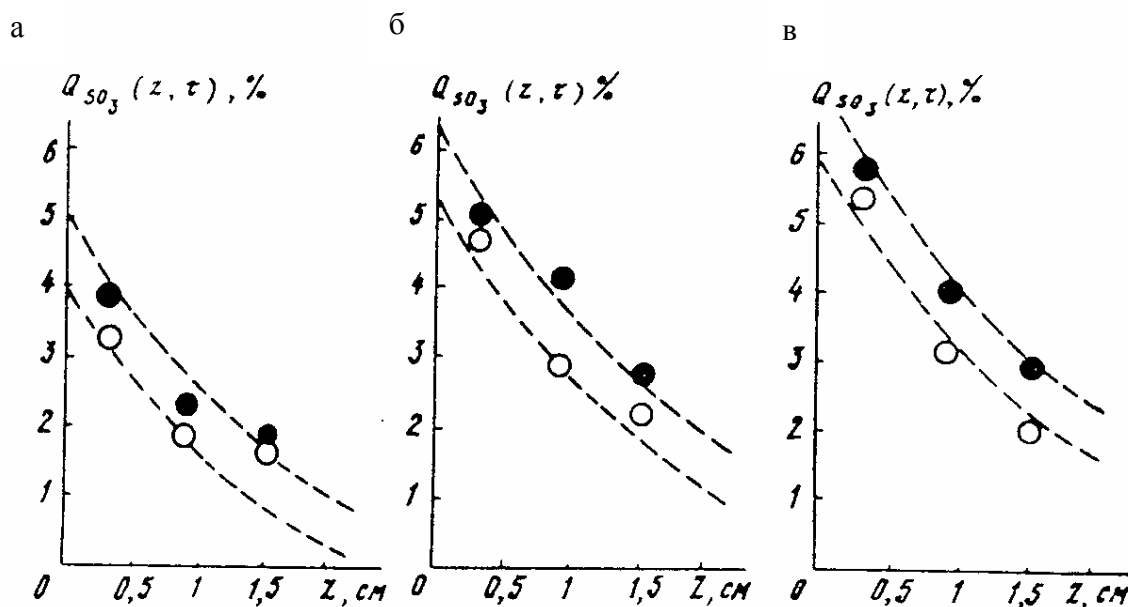


Рис. 1.34. Распределение связанных цементным камнем сульфат-ионов в пересчете на  $\text{SO}_3$  по глубине зоны взаимодействия при воздействии раствора  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  различной концентрации:  
а – 11,6 г/л; б – 33,8 г/л; в – 67,6 г/л.  
○ – 1 год; • – 3 года

В работе [94] представлены экспериментальные данные по скорости и глубине проникания сульфатсодержащих сред в цементный камень на сульфатостойком цементе.

Исследовались сульфаты различных металлов, широко используемых в промышленности и содержащихся в природных водах: меди, никеля, цинка, натрия, магния, железа, марганца, кобальта, кадмия, алюминия, бериллия при концентрации растворов 3; 5; 10 и 25 г/л по  $\text{SO}_4^{2-}$ . Послойное содержание сульфат-иона в пленке продуктов коррозии и в цементно-песчаных образцах, хранившихся 1 год в растворах сульфатов металлов при концентрации 10 г/л по  $\text{SO}_4^{2-}$ , показано в табл. 1.9. Пленку продуктов коррозии снимали скальпелем с поверхности образцов, а пробы из образцов отбирали без учета поверхностной пленки на наждачном круге на глубине до 0,5 мм, затем на глубине от 0,5 до 1 мм и от 1 до 2 мм.

Таблица 1.9

## Содержание сульфат-ионов в бетоне по результатам опытов

Раствор сульфата	Содержание $\text{SO}_4^{2-}$ в %				Среднее содержание $\text{SO}_4^{2-}$ , % в слое толщиной 2 мм
	Поверхностная пленка продуктов коррозии, мм	На глубине, мм			
		до 0,5	0,5-1	1-2	
$\text{Zn}^{2+}$	12,71	4,23	4,22	4,44	4,36
$\text{Cd}^{2+}$	11,71	4,54	4,17	3,62	4,11
$\text{Co}^{2+}$	14,54	4,23	3,51	3,5	3,74
$\text{Cu}^{2+}$	11,4	5,47	4,56	3,82	4,61
$\text{Ni}^{2+}$	12,78	6,78	4,81	4,14	5,24
$\text{Mg}^{2+}$	2,28	5,18	5,22	4,81	5,07
$\text{Na}^+$	1,29	2,24	4,19	4,21	3,54
$\text{Mn}^{2+}$	4,27	5,84	5,86	5,19	5,63
$\text{Fe}^{2+}$	17,05	6,12	4,75	4,93	5,26
$\text{Be}^{2+}$	41,77	12,68	9,86	8,18	10,24
$\text{Al}^{3+}$	34,09	12,02	10,25	8,14	10,13

В статье [95] приводятся результаты исследований бетонных образцов в условиях действия рассолов оз. Сиваш, содержащих в наибольших количествах сернокислые и хлористые соли натрия и магния ( $\text{NaCl}$ ,  $\text{MgCl}_2$ ,  $\text{MgSO}_4$ ). Образцы были изготовлены на низкоалюминатном портландцементе Себряковского завода марки М500. За исходный приняли состав бетона с расходом цемента  $525 \text{ кг/м}^3$  при  $\text{В/Ц}=0,45$ . Исследования проводились на образцах из пропаренного бетона и бетона нормального твердения. Для установления глубины проникания в бетон основных составляющих рассола образцы-призмы размером  $10 \times 10 \times 40$  см подвергли химическому анализу. Пробы отбирали послойно путем распиловки образцов. Толщина первого наружного слоя составляла 5 мм, затем шли 3 слоя по 10 мм и последний, пятый слой имел толщину 15 мм. Поскольку соседние слои отличаются по содержанию в них агрессивных ионов незначительно, анализировали только нечетные слои по содержанию магния, сульфатов и хлоридов обычными методами химического анализа [96] (табл. 1.10).

Таблица 1.10

## Распределение агрессивных веществ по толщине бетонных образцов после 12 лет нахождения в агрессивной среде

Условия твердения бетона	Толщина слоя бетона, мм								
	0-5			15-25			35-50		
	Содержание, %								
	$\text{Mg}^{2+}$	$\text{SO}_4^{2-}$	$\text{Cl}^-$	$\text{Mg}^{2+}$	$\text{SO}_4^{2-}$	$\text{Cl}^-$	$\text{Mg}^{2+}$	$\text{SO}_4^{2-}$	$\text{Cl}^-$
Нормальные	2,61	9,16	1,58	0,3	4,97	0,87	0,19	1,8	0,63
При пропаривании	4,31	7,85	2,7	2,14	4,73	1,97	1,82	3,12	1,87

На основании анализа результатов опытов [91] можно утверждать, что проникание сульфатсодержащей среды в бетонные и железобетонные конструкции происходит в основном по механизму активированной диффузии. На величину коэффициента диффузии наиболее существенное влияние оказывают следующие факторы:

1) повышение водоцементного соотношения приводит к увеличению пористости бетона, вследствие чего бетон становится более проницаемым для сульфатсодержащей среды (среда проникает в более глубокие слои), увеличивается реакционная поверхность бетона (увеличивается количество связанных цементным камнем сульфат-ионов);

2) с увеличением содержания в цементе  $C_3A$  увеличивается количество связанных цементным камнем сульфат-ионов;

3) увеличение концентрации приводит к более глубокому прониканию среды в бетон и более интенсивному связыванию цементным камнем сульфат-ионов;

4) количество связанных цементным камнем сульфат-ионов зависит от уровня напряжений, то есть чем выше уровень напряжений, тем большее количество сульфат-ионов связывается цементным камнем; увеличение напряжений сжатия до уровня  $0,4-0,6R_{пр}$  приводит к снижению количества связанных цементным камнем сульфат-ионов, однако при дальнейшем увеличении уровня напряжений сжатия в бетоне увеличивается количество микро- и макродефектов в структуре бетона, облегчается проникание сульфат-ионов во внутренние объемы и на возросшей реакционной поверхности бетона в определенной степени интенсифицируется процесс коррозии.

При определенных условиях (увеличение пористости бетона до некоторого значения, наличие гидростатического напора) проникание сульфатсодержащей среды в бетон может происходить по механизму фильтрации. Возможен также случай, когда проникание сульфатсодержащей среды на определенную глубину происходит по механизму фильтрации, а далее, в результате падения гидростатического напора, по механизму активированной диффузии. Таким образом, проникание сульфатсодержащей среды можно приближенно описать уравнением активированной диффузии и, учитывая, что взаимодействие сульфатсодержащей среды с бетоном является физико-химическим процессом, уравнение должно содержать член, учитывающий химическое связывание. Кинетику появления новообразований (приводящих к изменению механических свойств бетона) можно описать с помощью специально вводимого интегрального параметра химического взаимодействия, кинетика которого будет определяться наиболее медленным из процессов, контролирующих изменение механических свойств.

### 1.3.2. Влияние на кратковременные и длительные свойства бетона

Данные экспериментальных исследований о кинетике изменения прочности и микротвердости бетонов в условиях воздействия 2 %-го раствора серной кислоты приводятся в работе [97]. В начальные сроки (7-14-е сутки) экспонирования образцов в агрессивной среде отмечается первоначальное снижение прочностных показателей экспериментальных образцов (рис. 1.35).



Рис. 1.35

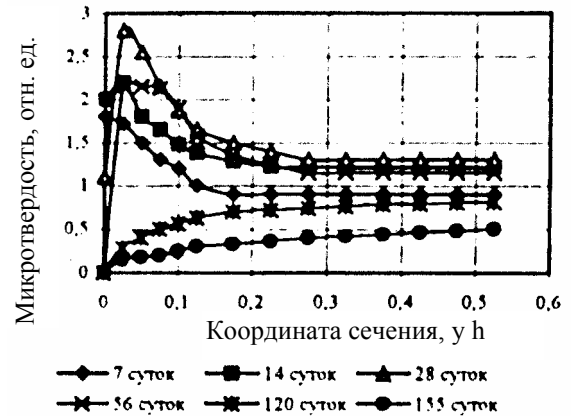


Рис. 1.36

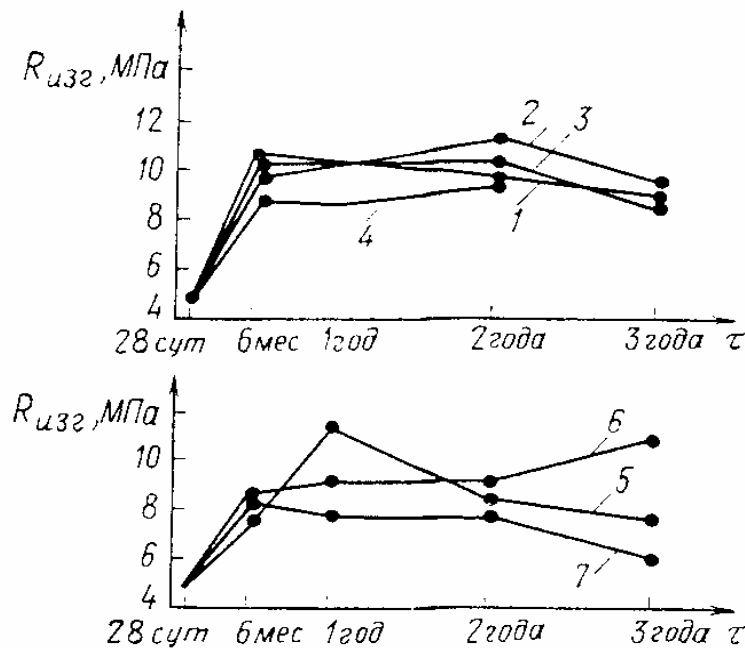


Рис. 1.37. 1 – насыщенный раствор гипса; 2 – раствор сернокислого натрия,  $SO_4^{2-}=20000$  мг/л; 3 – то же,  $SO_4^{2-}=35\ 000$  мг/л; 4 – вода; 5 – раствор сернокислого магния,  $SO_4^{2-}=5000$  мг/л; 6 – то же,  $SO_4^{2-}=20000$  мг/л; 7 – 5 %-й раствор хлористого магния

Следующий этап (14-28-е сутки) связан с повышением прочностных характеристик и в литературе называется этапом позитивной коррозии. При последующем экспонировании (более 28 суток) отмечаются необрати-

мые ухудшения физико-механических свойств материала, выражающееся в стабильном снижении прочностных характеристик. Авторы отмечают, что изменение свойств цементных бетонов под влиянием агрессивных сред происходит послойно. Графические зависимости, полученные по результатам испытаний на склерометре, позволяют выделить 1) зону деструкции (разрушения); 2) зону позитивной коррозии, характеризуемой повышенными значениями физико-механических свойств; 3) зону деградации (рис. 1.36).

В работе [98] представлены результаты исследований влияния сульфатсодержащих сред различных концентраций на прочность бетонов во времени. Бетонные образцы размером 4×4×16 см были изготовлены из различных клинкерных цементов. Образцы испытывали при постоянном погружении в растворы сернокислого натрия (с концентрацией  $SO_4^{2-}$  20000 и 35000 мг/л), сернокислого магния (с концентрацией  $SO_4^{2-}$  5000 и 20000 мг/л и  $Mg^{2+}$  1150 и 4600 мг/л), в насыщенном растворе гипса, а также в 5 %-ном растворе хлористого магния. Результаты трехлетних испытаний приведены на рис. 1.37.

Гузевым Е.А. в лаборатории НИИЖБ был выполнен ряд работ по влиянию сульфатсодержащей среды (сульфата натрия) на прочность бетона и на деформации бетона в нагруженном и ненагруженном состоянии [99–106]. Опыты проводили в растворах  $Na_2SO_4$  при содержании  $SO_4^{2-}$  1000 мг/л, 13,7 г/л, 33,8 и 67 г/л. Влияние сульфатсодержащих сред на прочность бетона оценивалось величиной коэффициента стойкости бетона (отношение прочности бетона, погруженного в коррозионную среду, к прочности бетона в условиях постоянного погружения в воду при сжатии и растяжении), значения которой приведены в табл. 1.11, 1.12.

Т а б л и ц а 1 . 1 1

Коэффициент стойкости бетона ( $B/C=0,6$ , состав Ц:Щ:П=1:2,4:3,0) в растворах сульфата натрия различной концентрации

Вид нагрузки при испытании	Содержание $C_3A$ в цементе, %	Концентрация раствора, %	Без нагрузки				Сжатие $\sigma/R_{np}=0,4$		
			время испытаний, ч (мес.)						
			720 (1)	2880 (4)	5760 (8)	8640 (12)	11520 (16)		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Растяжение	4	0,148	1,06	1,03	0,96	0,99	0,98	-	
		2,0	1,02	0,92	0,87	0,87	0,84	-	
		5,0	1,08	0,96	0,87	0,86	0,8	-	
		10,0	1,09	1,02	0,89	0,75	0,71	-	
	10	0,148	1,0	1,03	1,3	1,38	1,38	-	
		2,0	1,01	1,28	1,28	1,28	1,13	-	
		5,0	1,03	0,83	0,83	1,72	0,59	-	
		10,0	1,04	0,32	0,32	0,28	0,26	-	

## Окончание табл. 1.11

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Сжатие	4	0,148	0,93	0,96	1,07	1,03	1,02	1,03
		2,0	0,94	0,94	1,04	0,93	0,95	-
		5,0	0,95	0,91	0,99	0,88	0,84	0,84
		10,0	0,95	0,94	0,92	0,79	0,77	0,8
	10	0,148	0,98	1,0	1,03	0,96	0,96	1,04
		2,0	0,98	1,13	0,95	0,87	0,86	-
		5,0	0,98	1,05	0,85	0,78	0,75	0,93
		10,0	0,98	0,96	0,82	0,63	0,62	0,83

Таблица 1.12

Коэффициент стойкости бетонов различных составов  
в 10 %-м растворе сульфата натрия

Вид нагрузки при испытании	Вид бетона		Время испытаний час (мес.)				
	Содержание С <sub>3</sub> А в цементе, %	расход цемента, В/Ц	720 (1)	2880 (4)	5760 (8)	8640 (12)	11520 (16)
Растяжение	4	400/0,5	1,08	1,02	0,91	0,78	0,74
		330/0,6	1,09	1,02	0,89	0,75	0,71
		300/0,7	1,05	1,03	0,86	0,72	0,63
	10	420/0,4	1,04	0,68	0,27	0,16	0,11
		400/0,5	1,04	0,61	0,27	0,14	0,08
		330/0,6	1,04	0,54	0,32	0,28	0,26
Сжатие	4	400/0,5	0,96	0,93	0,92	0,8	0,78
		330/0,6	0,96	0,94	0,91	0,79	0,77
		300/0,7	0,96	0,9	0,89	0,69	0,68
	10	420/0,4	0,99	0,97	0,73	0,45	0,35
		400/0,5	0,99	0,97	0,65	0,46	0,4
		330/0,6	0,98	0,96	0,82	0,68	0,62
		300/0,7	0,98	0,96	0,83	0,67	0,67

В условиях развития преимущественно гипсовой коррозии при длительных испытаниях в растворах с концентрацией сульфат-ионов 13,7; 33,8 г/л и особенно 67 г/л прочность бетона на начальных этапах испытаний несколько возрастает, что связано, по-видимому, с развитием физико-химических процессов, вызывающих уплотнение, кольтматацию пор. Затем ее рост отстает от роста прочности бетона в воде. Прочность понижается за время 12000 ч (500 сут.) до своего исходного уровня. С ростом концентрации сульфат-ионов в растворах коэффициент стойкости понижается (см. табл. 1.11, 1.12). Для бетона на низкоалюминатном портланд-

цементе значение  $K_{ст}$  составляет 1,02-0,71, для бетона на высокоалюминатном цементе значения  $K_{ст}$  существенно ниже.

Исследования деформативных свойств бетонов, насыщенных к моменту испытаний до постоянной массы водой или растворами солей (сульфата натрия) в основном равномерно по всему объему, проводились в условиях кратковременной возрастающей со стандартной скоростью нагрузкой на пропаренном бетоне. Структура бетона различалась плотностью, В/Ц=0,4; 0,5; 0,6 и 0,7.

В табл. 1.13 приводятся опытные данные о деформациях образцов (бетон состава Ц:Щ:П=1:2,4:3,0 на низкоалюминатном цементе) в условиях воздействия сульфата натрия различной концентрации, в воде и в состоянии естественной влажности. В этих же условиях бетон на цементе с повышенным содержанием  $C_3A=10\%$  имел деформации расширения в 1,5 раза больше, чем при набухании в воде (табл. 1.14).

Т а б л и ц а 1 . 1 3

Деформации бетонных образцов в условиях воздействия сульфата натрия (В/Ц=0,6, состав 1:2,4:3,0, низкоалюминатный цемент)

Среда	Полные деформации за 10000 ч (420 сут), мм/м						
	Свободное удлинение без нагрузки	растяжение $\sigma/R_p$			сжатие $\sigma/R_{пр}$		
		0,4	0,6	0,8	0,4	0,6	0,8
Раствор 0,148 % $Na_2SO_4$ 1000 мг/л $SO_4^{2-}$	0,17-0,23	0,18-0,26	0,25-0,29	0,38-0,41	0,86-0,9	1,22-1,3	1,76-1,82
Раствор 2 % $Na_2SO_4$ 13700 мг/л $SO_4^{2-}$	0,2-0,3	0,22-0,3	0,29-0,35	0,5-0,56 (9000)	0,99-1,1	1,46-1,51	2,13-2,17
Раствор 10 % $Na_2SO_4$ 67000 мг/л $SO_4^{2-}$	0,4-0,57	0,42	0,49 (6900)	0,46 (2700)	1,45	2,25-2,7	3,1-3,4
Вода	0,15-0,2	0,16-0,22	0,33-0,28	0,33-0,38	0,74-0,8	1,05-1,13	1,53-1,61
При $\phi=65-75\%$	0,05-0,07	0,09	0,14	0,23	0,54-0,58	0,77-0,81	1,09-1,12

П р и м е ч а н и е . в скобках указана продолжительность испытаний до разрушения образцов в ч.



Т а б л и ц а 1 . 1 4

Деформации бетонных образцов в условиях воздействия сульфата натрия  
(В/Ц=0,6, состав 1:2,4:3,0, высокоалюминатный цемент)

Среда	Полные деформации за 10000 ч (420 сут), мм/м						
	свободное удлинение без нагрузки	растяжение $\sigma/R_p$			сжатие $\sigma/R_{пр}$		
		0,4	0,6	0,8	0,4	0,6	0,8
Раствор 0,148 % Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 1000 мг/л SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	4,6	0,5 (2400)	0,49 (1500)	0,465 (500)	1,0	1,33	2,15
Раствор 2 % Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 13700 мг/л SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	7,7	0,505 (1900)	0,47 (11500)	0,46 (500)	1,38	1,85	2,56
Раствор 10 % Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 67000 мг/л SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	12,7	0,49 (864)	0,48 (672)	0,44 (336)	2,2-2,5	3,12-3,5	4,05-4,2
В воде	3,0	0,52 (2850)	0,5 (1700)	0,47 (700)	0,87	1,43	1,84
При $\phi=65-75$ %	-0,24	0,11	0,19	0,28	0,62	1,03	1,41

П р и м е ч а н и е . В скобках приведена продолжительность испытаний в ч.

В работах [103, 104] приводятся данные по прочности бетонных призм в процессе длительного их выдерживания в растворах без нагрузки). Анализ опытных данных, приведенных в табл. 1.15 и табл. 1.16 показывает, что прочность образцов из бетона на низкоалюминатном цементе при выдержке в воде и агрессивном растворе в течение 8 мес (240-250 сут) и через 16 мес. (480 сут) увеличилась по сравнению с прочностью образцов в первоначальном водонасыщенном состоянии. Однако степень агрессивности раствора проявилась в снижении уровня прироста прочности: за 8 мес – на 17-20 % и за 16 мес – на 41-57 % (рис. 1.38).

В изменении прочности образцов из бетона на высокоалюминатном цементе наблюдалась такая же закономерность, но более заметно и особенно при испытаниях на растяжение.

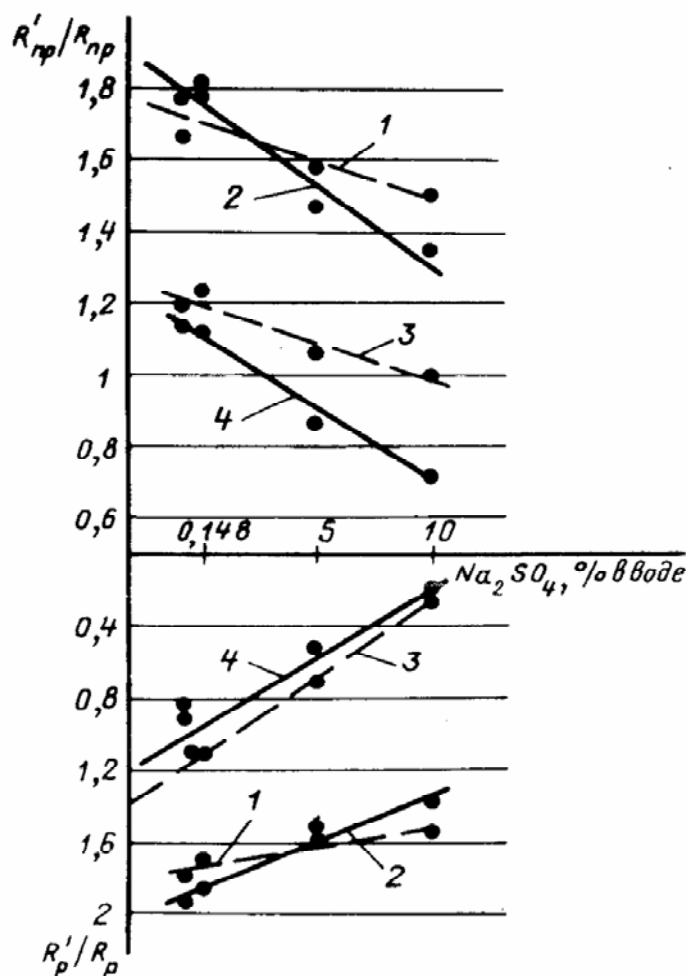


Рис. 1.38. Снижение уровня прироста прочности:  
 1 – призмы из бетонов с В/Ц = 0,6 на низкоалюминатном цементе после 240 сут испытаний; 2 -то же, после 480 сут; 3 – то же, на высокоалюминатном цементе после 240 сут испытаний; 4 – то же, после 480 сут

Таблица 1.15  
 Прочность бетона на сжатие после 8 месяцев испытаний образцов  
 размером 40×40×160 мм

Цемент	Среда	Начальная прочность, МПа		Изменение прочности во времени через 8 мес			
		$R_{np}$	$R_p$	$R_{np}$ , МПа	$R_{np}$ , %	$R_p$ , МПа	$R_p$ , %
Высоко- алюминат- ный	воздух	23	2,8	29	-	3,2	-
	вода	15	1,54	18	+20	1,35	-12,3
	0,148 % $Na_2SO_4$	15	1,54	18,5	+23	1,7	+10
	5 % $Na_2SO_4$	15	1,54	16	+6	1,1	-28,5
	10 % $Na_2SO_4$	15	1,54	15	0	0,4	-74
Низкоалю- минатный	вода	12	1,39	20	+67	2,5	+78
	0,148 % $Na_2SO_4$	12	1,39	21,5	+79	2,4	+71
	5 % $Na_2SO_4$	12	1,39	19	+58	2,2	+57
	10 % $Na_2SO_4$	12	1,39	18	+50	2,2	+57

Т а б л и ц а 1 . 1 6

Прочность бетона на сжатие после 16 месяцев испытаний образцов  
размером 40×40×160 мм

Цемент	Среда	Начальная прочность, МПа		Изменение прочности во времени через 16 мес				
		$R_{пр}$	$R_p$	$\sigma/R=0,4$	$R_{пр}, \text{МПа}$	$R_{пр}, \%$	$R_p, \text{МПа}$	$R_p, \%$
Высоко- алюми- натный	Воздух	23	2,8	25,6	30,5	-	3,3	-
	Вода	15	1,54	22,5	17,3	+15	1,3	-15,6
	0,148 % $\text{Na}_2\text{SO}_4$	15	1,54	23,5	16,9	+12	1,7	+10
	5 % $\text{Na}_2\text{SO}_4$	15	1,54	22	13	-13,4	0,8	-48
	10 % $\text{Na}_2\text{SO}_4$	15	1,54	18,5	10,7	-28,6	0,35	-77,2
Низко- алюми- натный	Вода	12	1,39	24	21,2	+76,6	2,7	+93
	0,148 % $\text{Na}_2\text{SO}_4$	12	1,39	24,1	21,7	+80	2,6	+86
	5 % $\text{Na}_2\text{SO}_4$	12	1,39	20,1	17,7	+47	2,2	+57
	10 % $\text{Na}_2\text{SO}_4$	12	1,39	19,2	16,3	+35	1,9	+36

Попеско А.И. в работе [13] приводит данные экспериментов по влиянию сульфатсодержащих сред на физико-механические характеристики бетонов. В табл. 1.17 и на рис. 1.39 представлены результаты испытаний бетонных образцов после воздействия на них в лабораторных условиях 5 %-го раствора сульфата натрия в течение 3, 150, 310, 577 и 940 суток.

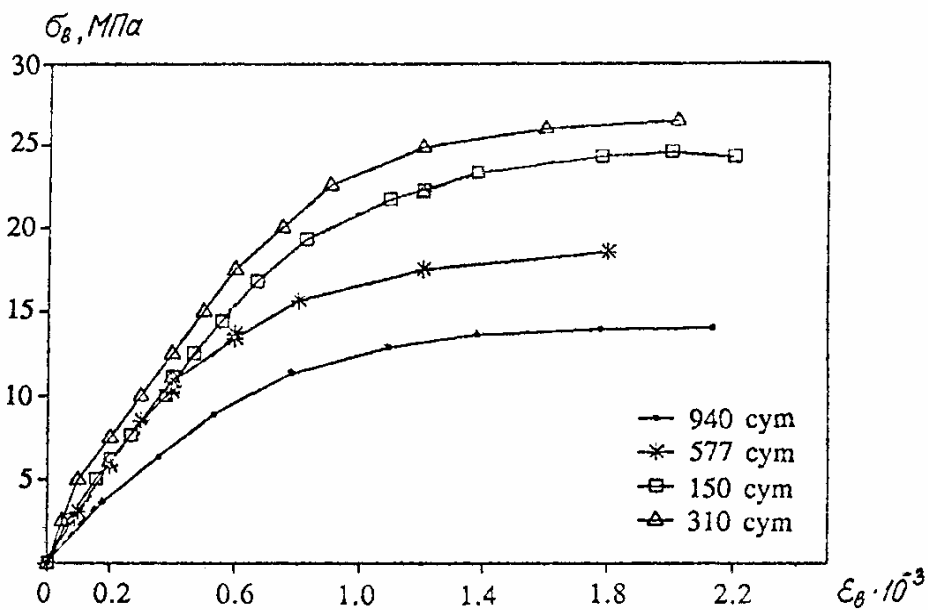


Рис. 1.39. Результаты испытаний бетонных образцов после воздействия на них в лабораторных условиях 5 %-го раствора сульфата натрия в течение 3, 150, 310, 577 и 940 суток

Т а б л и ц а 1 . 1 7

Кинетика изменения физико-механических характеристик бетона  
в 5 %-го растворе сульфата натрия

Время воздействия среды, сут	$R_{b, \text{ар. с}}$ Мпа	$E_{b, \text{ар. с}}$ МПа · 10 <sup>-3</sup>	$\epsilon_{bR, \text{ар. с}} \cdot 10^{-3}$
0	20,5	27,1	2,0
3	14,4	23,7	2,1
150	25,0	33,0	1,8
310	27,0	33,9	1,9
577	18,5	24,5	1,95
940	14,0	23,6	2,04

Автор [13] приводит результаты проведенных натурных исследований на целлюлозно-картонном комбинате (ЦКК) в г. Амурске Хабаровского края. Физико-механические характеристики бетона определялись на призмах размером 10×10×40 см и кубах 10×10×10 см после длительного хранения их в агрессивной среде производственных цехов ЦКК. Призмы предназначались для получения диаграммы напряжения-деформации при сжатии в соответствии с методикой ГОСТ 24452-80, кубы – для определения кубиковой прочности. Изготовлено четыре серии образцов (табл. 1.18).

Т а б л и ц а 1 . 1 8

## Расход материалов

Номер серии	В/Ц	Активность цемента, кг/см <sup>2</sup>	Количество составляющих на 1 м <sup>3</sup> бетона по массе, кг			
			В	Ц	П	Щ
I	0,8	550	205	256	632	1214
II	0,4	330	160	400	684	1164
III	0,8	400	205	256	603	1214
IV	0,4	400	160	400	638	400

В состав каждой серии входило 50 призм размером 10×10×40 см и 100 кубов с размером ребра 10 см. Средние по каждой серии данные механических испытаний 28-суточных образцов приведены в таблице 1.19.

После испытания 28-суточных образцов всех четырех серий остальные бетонные образцы (кроме контрольных – 12 призм и 12 кубов из каждой серии) были вывезены в г. Амурск Хабаровского края на целлюлозно-картонный комбинат. Привезенные образцы были помещены на стеллажах в кислотно-варочном цехе на отметке 13,0 м (вблизи конвейера загрузки серы).

Таблица 1.19

Результаты испытания образцов в возрасте 28 суток

Номер серии	Плотность бетона г/м <sup>3</sup>	$R$ , МПа	$R_b$ , МПа	$E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа	$\epsilon_{bR} \cdot 10^5$	$\epsilon_k \cdot 10^5$
I	2,362	32,00	20,99	31,20	208	316
II	2,367	67,40	55,74	42,50	158	168
III	2,312	22,10	14,89	20,30	197	474
IV	2,376	52,80	42,77	35,80	177	177

По истечении 6, 12, 18, 24 и 30 месяцев проводились механические испытания образцов. На каждом временном этапе испытывалось по 4 куба и 3 призмы из каждой серии для каждой из исследуемых сред. На рис. 1.40 представлены опытные диаграммы сжатия бетонов, находившихся в реальных условиях эксплуатации (в среде, содержащей сернистый ангидрид).

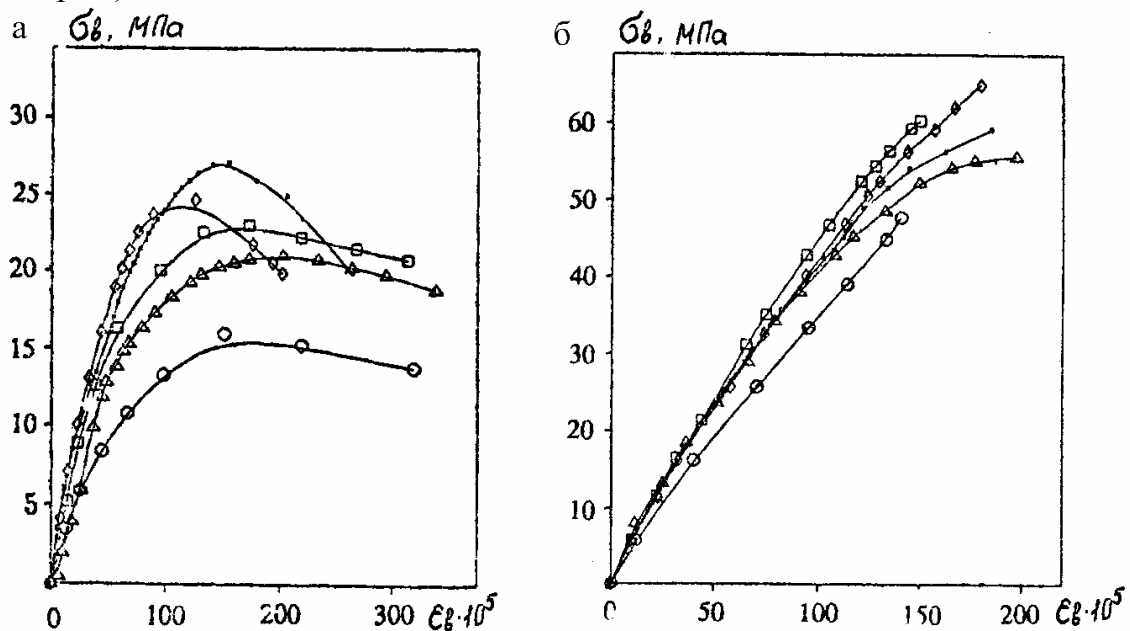


Рис. 1.40. Диаграммы сжатия бетона I (а) и II (б) серий в среде, содержащей сернистый ангидрид:  
 △ – 28 сут; • – 6 мес; ◇ – 12 мес; □ – 18 мес; ○ – 24 мес

Там же [13] приводятся данные по влиянию серной кислоты на физико-механические характеристики бетона. В качестве рабочей агрессивной среды был принят 1 %-й раствор серной кислоты с  $pH=0,7$  и с содержанием сульфат-ионов 9,82 г/л. Расход цемента при изготовлении бетона образцов: на 1 м<sup>3</sup> – 365 кг, В/Ц=0,4. При изготовлении бетонной смеси применялся суперпластификатор С-3. Размеры образцов: бетонные кубы – размер ребра 10 см и призмы размером 10×10×40 см. Условия контакта со средой: всестороннее воздействие 1 %-го раствора серной кислоты (H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) и хранение образцов в нормальных термовлажностных условиях. Концентрации

растворов кислот контролировались, и растворы периодически обновлялись. Испытания бетонных кубов и призм показали, что при длительном воздействии жидких кислых сред вследствие диффузии агрессивной среды происходит изменение свойств бетона. Средние опытные значения кубиковой и призмочной прочности, начального модуля упругости и глубины нейтрализации для каждого временного этапа воздействий агрессивной среды приведены в табл. 1.20.

Т а б л и ц а 1 . 2 0

Изменение свойств бетона в агрессивных растворах

Среда	Время, сут	$R$ , МПа	$R_b$ , МПа	$E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа	$L$ , см
Воздух	28	40,2	33,4	35,5	0,00
1 %-й раствор $H_2SO_4$	180	43,9	36,6	36,2	0,20
	360	43,4	33,5	33,6	0,40
	540	37,7	30,9	31,3	0,52
	720	33,6	28,8	29,4	0,71

### 1.3.3. Влияние на механические свойства арматуры

После того, как концентрация сульфат-ионов в зоне расположения арматуры в железобетонном элементе достигает критической величины, арматура депассивируется и начинается ее коррозия. В процессе коррозии стальной арматуры происходит уменьшение ее поперечного сечения и, по некоторым сведениям, снижение механических свойств стали.

В работе [107] отмечается, что для арматурных сталей классов В-I, А-I, А-III в процессе коррозии характерны сплошное или местное разрушение без заметного изменения прочностных или пластических свойств самой стали. В работе [108] приводятся результаты исследований коррозии арматуры (рис. 1.41), которые позволяют заключить, что значительного изменения временного сопротивления и предела текучести не происходит, однако при этом изменяется характер работы стали – уменьшается относительное удлинение и изменяется форма диаграммы растяжения.

В работе [109] отмечается, что даже при отсутствии межкристаллитной коррозии наблюдается падение предела текучести и временного сопротивления. На рис. 1.42 приведены данные [69], показывающие кинетику снижения прочностных свойств сталей при полном погружении в морскую воду после пятилетних испытаний (при расчете напряжений нагрузки отнесены к первоначальному сечению образцов).

В работе [110] приводятся результаты исследования влияния толщины слоя продуктов коррозии на механические свойства арматурной стали: усилие, соответствующее пределу текучести  $P_T$  ( $P_{0,2}$ ) и временному сопротивлению  $P_B$ , относительное удлинение после разрыва на базе 100 мм  $\delta_{100}$  и пяти диаметров  $\delta_5$ , а также относительное равномерное удлинение после разрыва  $\delta_p$ . Испытанию на растяжение подвергались: гладкие арма-

турные стержни из стали класса А-I марки Ст.3 диаметром 8 мм; проволока класса В-I диаметром 3 мм; стержни периодического профиля из стали класса А-II марки Ст.5 диаметром 10 мм; стержни периодического профиля из стали класса А-III марки 35ГС диаметром 10 мм. Подготовка образцов исследуемых стержней производилась путем обезжиривания поверхности этиловым спиртом. Затем образцы экспонировались на стенде в атмосферных условиях города Москвы. Для ускорения коррозионных процессов образцы периодически смачивались водой. Средние значения результатов испытания трех образцов при каждой толщине слоя продуктов коррозии приведены на рис. 1.43. Анализ результатов экспериментов показал, что формирование и рост на поверхности образцов арматуры слоя продуктов коррозии отрицательно сказывается на прочностных характеристиках стали.

Авторы отмечают, что накопление продуктов коррозии на поверхности исследованных арматурных сталей более отразилось на пластических свойствах ( $\delta_{5(100)}$ ,  $\delta_p$ ), чем на прочностных ( $P_T$  и  $P_B$ ). На рис. 1.43 представлена зависимость изменения  $P_B$ ,  $\delta_{5(100)}$ ,  $\delta_p$  от толщины слоя продуктов коррозии. Так, у низкопрочных сталей классов А-I и А-II при толщине слоя продуктов коррозии 900 мкм  $\delta_5$  понизилось на 15 % относительно исходного значения;  $\delta_p$ , имея большой разброс значений, понизилось при толщине слоя продуктов коррозии 500 мкм соответственно на 20 и 10 %.

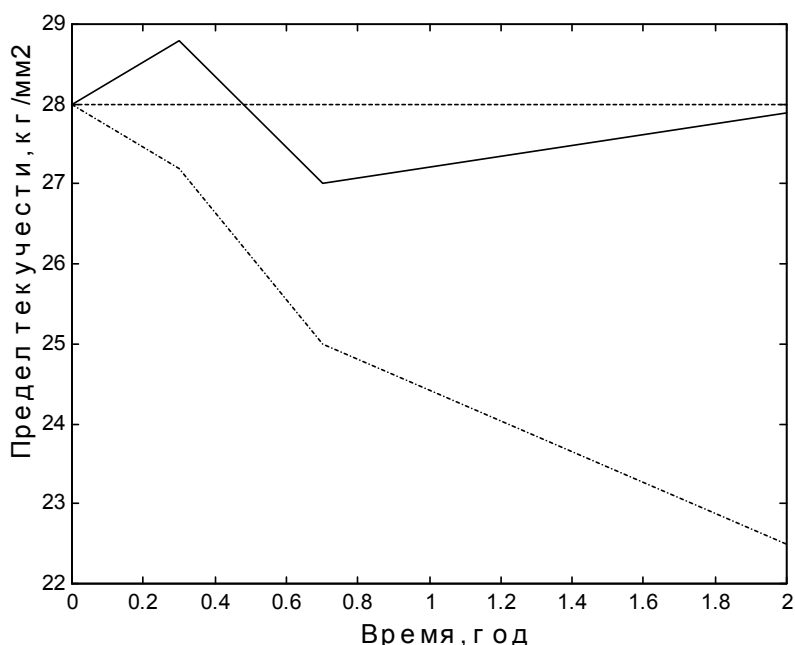


Рис. 1.41. Результаты исследований коррозии арматуры:  
 — — в пересчете на фактические сечения;  
 - - - в пересчете на первоначальные сечения; - - - эталонной группы

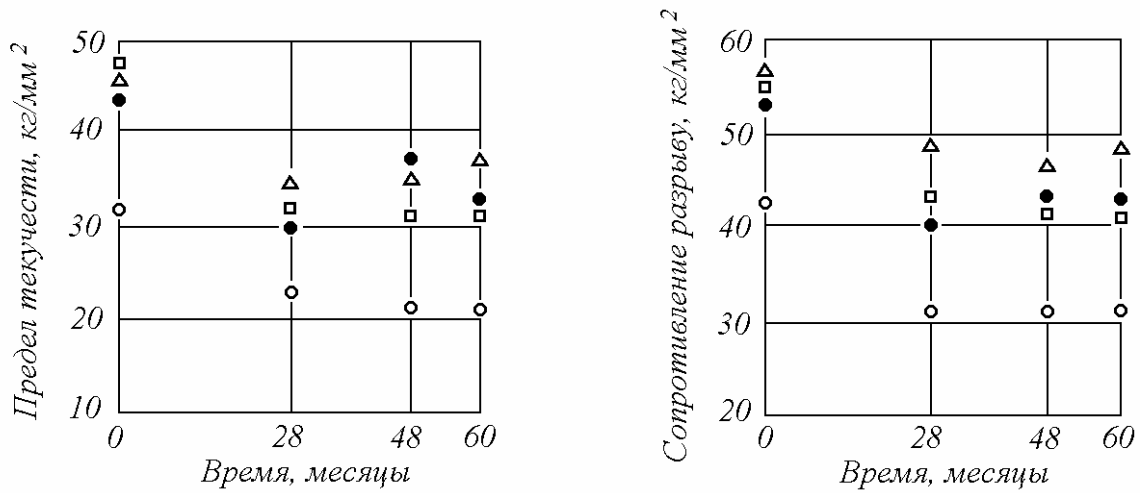


Рис.1.42. Изменение предела текучести и сопротивления разрыву сталей разных марок вследствие коррозии в морской воде:  
 □ – СХЛ-1; Δ – МК; ● – МС-1; ○ – Ст3

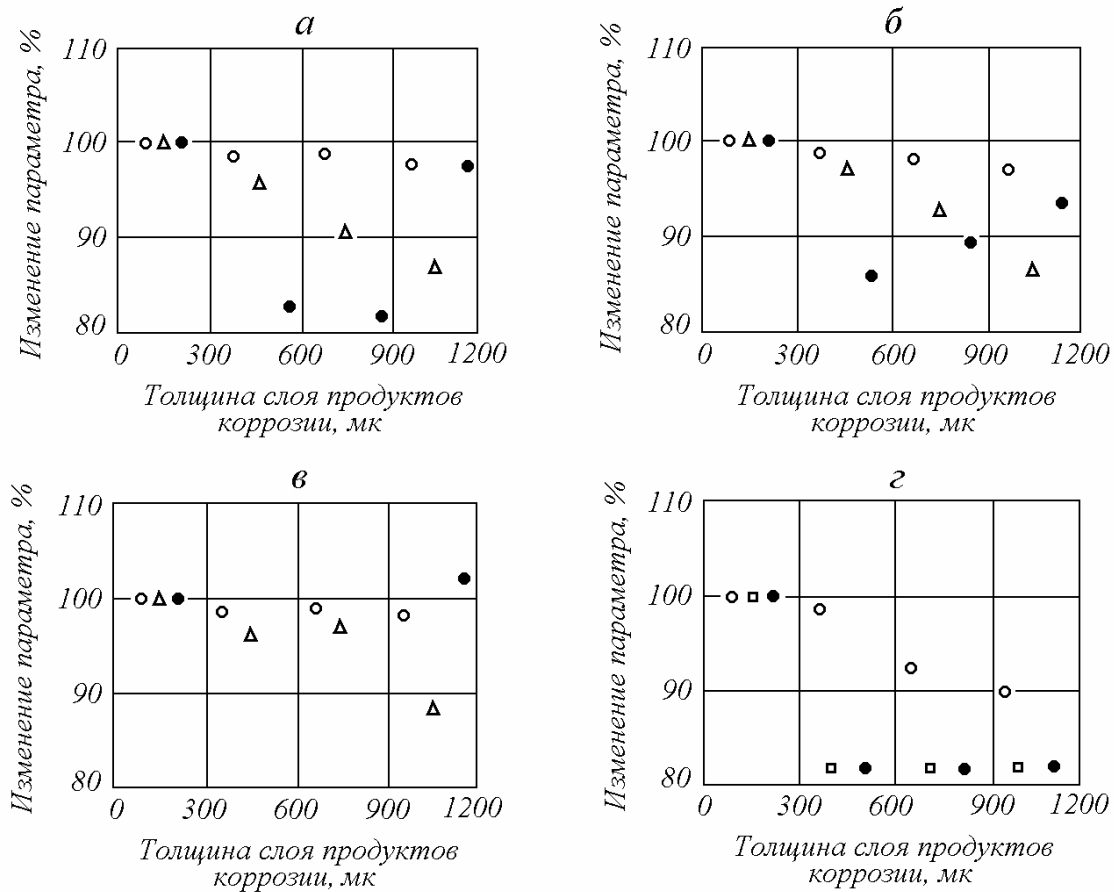


Рис. 1.43. Влияние толщины слоя продуктов коррозии на разрывное усилие и пластические свойства арматурных сталей:  
 а – А-I, Ст.3, диаметр 8 мм; б – А-II, Ст.5, диаметр 10 мм; в – А-III, 35ГС, диаметр 10 мм; г – В-I, диаметр 3 мм; ○ – временное сопротивление; Δ – относительное удлинение после разрыва на базе пяти диаметров; ● – то же, на базе 100 мм; ● – относительное равномерное удлинение после разрыва



На основе экспериментальных данных автор заключает, что мягкие стали классов А-I, А-II, А-III и проволока В-I монотонно уменьшают прочностные свойства при увеличении толщины слоя продуктов коррозии. Слой продуктов коррозии до 300 мкм практически не снижает прочностные свойства указанных арматурных сталей.

## 1.4. Коррозионное растрескивание железобетонных конструкций

### 1.4.1. Общая информация о коррозионном растрескивании арматуры

Коррозионному растрескиванию обычно подвергается высокопрочная арматура железобетонных конструкций. Случаи коррозионного растрескивания высокопрочных арматурных сталей железобетона наблюдали в Голландии [107], Англии [111], Швейцарии [112], Германии [107, 112] и многих других странах.

К настоящему времени накопился обширный перечень случаев обрушений конструкций вследствие коррозионного растрескивания арматурной стали и в отечественной практике [113–115]. Но при этом следует заметить, что далеко не все имевшие место обрушения были обследованы и правильно классифицированы, так как отечественный опыт эксплуатации предварительно напряженных железобетонных конструкций еще недостаточен.

Как справедливо отмечается в монографии, посвященной исследованию коррозионного растрескивания арматурных сталей [116], выводы и практические рекомендации, имеющиеся во многих исследованиях, относятся обычно к частным случаям и специфическим условиям эксплуатации, что затрудняет систематизацию, обобщение и использование этих результатов.

Анализ случаев обрушений и специальные исследования показали, что практически все отечественные высокопрочные арматурные стали в реальных условиях эксплуатации склонны в той или иной степени к коррозионному растрескиванию и водородному охрупчиванию, вследствие чего строительные нормы существенно ограничивали область их применения. Однако принятые ограничения, значительно снижают главный эффект от применения таких сталей – экономию металла, не обеспечивают радикального решения проблемы долговечности и не гарантируют надежность конструкций в реальных условиях эксплуатации, так как в конечном счете она определяется сопротивляемостью стали растрескиванию.

Коррозионное растрескивание можно определить как самопроизвольное разрушение металла при одновременном воздействии коррозионной среды и статических растягивающих напряжений. При действии циклических напряжений это явление называют коррозионной усталостью.

Коррозионное растрескивание происходит при практически полном отсутствии пластической деформации. Оно проявляется в различных средах: в растворах кислот и щелочей, в сероводородсодержащих средах, в хлоридных растворах и многих других.

Особая опасность коррозионного растрескивания заключается в локализации процесса хрупкого разрушения, происходящего без каких-либо заметных внешних признаков поверхностного повреждения (общая коррозия, язвенные поражения и т. п.), которые либо отсутствуют вообще, либо весьма незначительны.

Считается, что определяющими процесс разрушения при растрескивании являются следующие факторы: растягивающие напряжения (внешние или внутренние), специфическая коррозионная среда и состояние металла.

Коррозионное растрескивание вызывают только растягивающие напряжения, независимо от того, каким способом они созданы. В то же время при изоляции поверхности металла от воздействия коррозионной среды одни механические напряжения к растрескиванию не приводят [117, 118], а хрупкое разрушение напряженного металла наблюдается только до тех пор, пока присутствует данная среда [119, 120]. Это свидетельствует о неразрывной связи действующих напряжений и среды.

Внешне одинаково с коррозионным растрескиванием при действии растягивающих напряжений проявляется растрескивание вследствие водородного охрупчивания: так же образуются поперечные (перпендикулярно направлению растягивающих усилий) макроскопические трещины и происходит хрупкое разрушение растянутых элементов. Водород имеет тенденцию концентрироваться в зоне максимального объемного напряженного состояния.

Для армирования предварительно напряженных изделий применяется сталь класса не ниже А-IV (Ат-IV) (применение стали меньшей прочности для получения эффекта предварительного напряжения требует большого расхода металла и оказывается неэффективным.) При этом целесообразно иметь по возможности более прочную сталь, т. к. при замене стали одного класса на сталь другого, более прочную, возможны уменьшение сечения арматуры и значительная экономия металла. В среднем переход к следующему, более высокому, классу прочности позволяет экономить около 20 % металла.

Можно выделить следующие особенности работы высокопрочной арматуры, которые обуславливают высокие требования к ее сопротивляемости коррозионному растрескиванию:

1) напрягаемая арматура с момента изготовления конструкций работает при очень высоком уровне растягивающих напряжений;

2) напрягаемая арматура находится в теле бетона, т.е. защищена от воздействий внешней среды слоем бетона толщиной 20-25 мм. Бетон имеет неоднородное строение, высокую щелочность ( $pH = 12,6-13,6$ ). При плотном бетоне на портландцементе создаются все условия для пассивного состояния стали. Такое состояние стали может сохраняться до тех пор, пока процессы взаимодействия бетона со средой, способствующие нарушению пассивности (карбонизация, диффузия хлор-ионов и т.п.), не достигли поверхности арматуры. Для длительного поддержания пассивного состояния арматуры необходима малая проницаемость, т.е. плотная структура и достаточная толщина защитного слоя бетона.

Однако зачастую уже при изготовлении арматура в течение длительного времени остается незащищенной от воздействия атмосферной среды. Кроме того, неоднородность структуры бетона реальных конструкций, местные технологические дефекты защитного слоя (раковины, трещины) и трещины, возникающие в растянутой зоне сечений конструкций при транспортировании, хранении и эксплуатации, а также коррозия бетона не позволяют гарантировать полную непроницаемость защитного слоя бетона, а, следовательно, и надежную защиту арматуры от воздействия внешней среды [107, 112, 113, 121, 122].

Учитывая все это, строительные нормы рекомендуют в условиях воздействия агрессивных сред дополнительно защищать железобетонные конструкции лакокрасочными покрытиями. Однако широкого применения эта технология пока не находит, так как применение покрытий вообще и трещиностойких в особенности существенно повышает стоимость конструкций.

Коррозионное растрескивание является весьма опасным видом разрушения армированных элементов конструкций, так как особую чувствительность к коррозионному растрескиванию проявляют стали повышенной и высокой прочности, используемые в качестве предварительно напряженной арматуры. Этот вид разрушения во многих случаях приносит значительный материальный ущерб и может быть причиной серьезных аварий. Например, обрушение моста через реку Огайо, которое произошло 1967 году после 40 лет эксплуатации, стало причиной гибели сорока шести человек и значительного материального ущерба [123].

В России из-за коррозионного растрескивания арматуры произошла авария пешеходного моста в Пушкино. Коррозионному растрескиванию подвергается и арматура железобетонного моста через Волгу в Саратове [124].

На проблему коррозионного растрескивания высокопрочных арматурных сталей обратили внимание в 50-е годы в связи с появлением сообщений об обрывах арматуры и обрушениях конструкций и расширением использования предварительно напряженного железобетона. Коррозионное растрескивание арматурных сталей весьма опасно, так как, как правило,

влечет за собой обрушение конструкций. Особая опасность таких обрушений заключается в том, что они происходят внезапно – без каких-либо заметных внешних признаков (увеличенных прогибов, раскрытия трещин, отслоения защитного слоя бетона), которые бы предупреждали о возможности разрушения.

Следует также учитывать, что предварительно напряженные конструкции рассчитаны на длительный срок эксплуатации (до 100 лет). За этот срок могут измениться не только степень агрессивности эксплуатационной среды, но и ее состав.

Таким образом, в процессе изготовления и эксплуатации предварительно напряженных армированных конструкций невозможно исключить комплекс внешних факторов (высокие растягивающие напряжения, агрессивная внешняя среда), способствующих реализации наиболее опасного вида коррозионного поражения – коррозионного растрескивания.

#### 1.4.2. Экспериментальные данные по коррозионному растрескиванию арматуры

Несущая способность и долговечность армированных предварительно напряженных элементов конструкций напрямую зависит от степени коррозионного поражения предварительно напряженной арматуры. В отличие от коррозионного поражения обычной арматуры, разрушение преднапряженной арматуры происходит не вследствие уменьшения площади поперечного сечения, а от трещинообразования и последующего хрупкого разрушения. Изучению этого процесса коррозионного растрескивания большое внимание уделялось при анализе поведения трубопроводов в эксплуатационных условиях.

Разнообразные экспериментальные данные по кинетике коррозионного растрескивания трубных сталей приведены в монографии [125]. Но так как многие эффекты коррозионного растрескивания характерны и для предварительно напряженной высокопрочной арматуры, то далее остановимся на известных экспериментальных данных, посвященных изучению коррозионного растрескивания арматуры.

В металле, подверженном коррозионному растрескиванию, при отсутствии внешних напряжений обычно происходит очень незначительное коррозионное разрушение, а при отсутствии коррозионной среды под воздействием напряжений почти не происходит изменения прочности или пластичности металла. Таким образом, в процессе коррозионного растрескивания, т.е. при одновременном воздействии статических напряжений и коррозионной среды, наблюдается существенно большее ухудшение механических свойств металла, чем это имело бы место в результате отдельного, но аддитивного действия этих факторов. Коррозионное растрескивание является характерным случаем, когда взаимодействуют химическая

реакция и механические силы, что приводит к структурному разрушению. Термин «коррозионное растрескивание» характеризует разрушение металла за счет совместного воздействия на него коррозии и именно статических или квазистатических растягивающих напряжений. Циклические напряжения создают усталостное состояние металла, а сжимающие напряжения не вызывают разрушения.

Следует отметить, что работ, вскрывающих характер причин и степень их влияния на процесс коррозионного разрушения конструкций, которые были бы основаны на значительных экспериментальных исследованиях, немного.

Отказы, обусловленные самопроизвольно протекающими в металле процессами (вследствие коррозии под напряжением – КРН), называют деградационными. Механизмы повреждений, приводящие к деградационным отказам вследствие коррозии под напряжением, зависят от длительности и режима нагружения. Рассмотрим условия возникновения КРН. Исследования других металлических материалов показали, что КРН – многофакторное явление, причем многие из этих факторов взаимозависимы. Принимая во внимание вероятность их совместного и одновременного действия, можно сформулировать три условия, при которых становится возможным КРН. Во-первых, предрасположенность материала в определенном структурном состоянии к такому виду разрушения, при этом следует учитывать, что один и тот же материал в различных структурных состояниях может обладать разной чувствительностью к КРН. Во-вторых, материал должен подвергаться достаточно длительному воздействию специфической коррозионно-активной среды. В-третьих, одновременно с действием последней к материалу должно быть приложено напряжение растяжения, которое превышало бы некоторое пороговое значение. Величина последнего зависит от режима нагружения.

В ситуации, когда прочность материала зависит от длительности приложения напряжений и режима нагружения, фундаментальной характеристикой способности материала сопротивляться разрушению оказывается долговечность – время от момента приложения напряжения до момента разрушения материала

Коррозионное растрескивание вызывают только растягивающие напряжения, независимо от того, каким способом они созданы [126]. В то же время при изоляции поверхности металла от воздействия коррозионной среды одни механические напряжения к растрескиванию не приводят [117], а хрупкое разрушение напряженного металла наблюдается только до тех пор, пока присутствует данная среда [120]. Это свидетельствует о неразрывной связи действующих напряжений и среды.

Внешне одинаково с коррозионным растрескиванием при действии растягивающих напряжений проявляется растрескивание вследствие во-

дородного охрупчивания: так же образуются поперечные (перпендикулярно макроскопические направлению растягивающих усилий) трещины и происходит хрупкое разрушение растянутых элементов. Водород имеет тенденцию концентрироваться в зоне максимального объемного напряженного состояния.

Вследствие наводораживания изменяются почти все механические характеристики стали (рис. 1.44) [116].

Влияние содержания водорода на механические характеристики стали проявляется только при сравнительно малых скоростях нагружения, что свидетельствует о том, что процесс разрушения контролируется диффузией водорода.

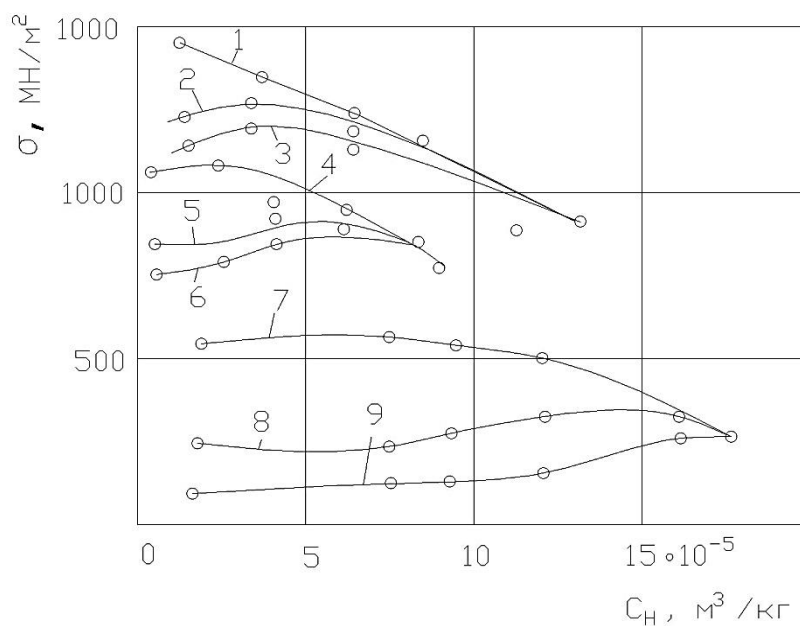


Рис. 1.44. Кривые влияния концентрации водорода  $C_H$  на:  
 1, 4, 7 — предел точности; 2, 5, 8 — предел текучести; 3, 6, 9 — предел пропорциональности (соответственно для закаленной стали 25ХНМА, отожженной стали ШХ15, отожженной стали 1020)

В настоящее время не существует общей теории механизма коррозионного растрескивания из-за сложности этого явления и многообразия влияющих на процесс факторов. Существуют различные гипотезы о механизме этого явления. Наибольший интерес представляет гипотеза водородного охрупчивания, согласно которой коррозионное растрескивание связывается с поглощением водорода, поступающего из рабочих сред [127].

Для армирования предварительно напряженных изделий применяется сталь класса не ниже А-IV (Ат-IV) (применение стали меньшей прочности для получения эффекта предварительного напряжения требует большого расхода металла и оказывается неэффективным.) При этом целесообразно иметь по возможности более прочную сталь, т. к. при замене стали одного

класса на сталь другого, более прочную, возможны уменьшение сечения арматуры и значительная экономия металла. В среднем переход к следующему, более высокому, классу прочности позволяет экономить около 20 % металла.

В случае работы конструкций с такой арматурой в условиях воздействия на них агрессивных сред стойкость арматурной стали против коррозионного растрескивания является важнейшей характеристикой, так как определяет надежность и долговечность этих конструкций.

Можно выделить следующие особенности работы высокопрочной арматуры, которые обуславливают высокие требования к ее сопротивляемости коррозионному растрескиванию:

1) напрягаемая арматура с момента изготовления конструкций работает при очень высоком уровне растягивающих напряжений;

2) напрягаемая арматура находится в теле бетона, т. е. защищена от воздействий внешней среды слоем бетона толщиной 20-25 мм. Бетон имеет неоднородное строение, высокую щелочность (рН 12,6-13,6). При плотном бетоне на портландцементе создаются все условия для пассивного состояния стали [107, 128]. Такое состояние стали может сохраняться до тех пор, пока процессы взаимодействия бетона со средой, способствующие нарушению пассивности (карбонизация, диффузия хлор-ионов и т.п.), не достигли поверхности арматуры. Для длительного поддержания пассивного состояния стали арматуры необходима малая проницаемость, т.е. плотная структура и достаточная толщина защитного слоя бетона.

Однако зачастую уже при изготовлении арматура в течение длительного времени остается незащищенной от воздействия атмосферной среды. Кроме того, неоднородность структуры бетона реальных конструкций, местные технологические дефекты защитного слоя (раковины, трещины) и трещины, возникающие в растянутой зоне сечений конструкций при транспортировании, хранении и эксплуатации, а также коррозия бетона не позволяют гарантировать полную непроницаемость защитного слоя бетона, а, следовательно, и надежную защиту арматуры от воздействия внешней среды [107].

Учитывая все это, строительные нормы рекомендуют в условиях воздействия агрессивных сред дополнительно защищать железобетонные конструкции лакокрасочными покрытиями [128]. Однако широкого применения они пока не находят, так как применение покрытий вообще и трещиностойких в особенности существенно повышает стоимость конструкций.

Следует также учитывать, что предварительно напряженные конструкции рассчитаны на длительный срок эксплуатации (до 100 лет). За этот срок могут измениться не только степень агрессивности эксплуатационной среды, но и ее состав.

Таким образом, в процессе изготовления и эксплуатации предварительно напряженных армированных конструкций невозможно исключить комплекс внешних факторов (высокие растягивающие напряжения, агрессивная внешняя среда), способствующих реализации наиболее опасного вида коррозионного поражения – коррозионного растрескивания.

Наиболее достоверные результаты по сравнительной устойчивости арматурных сталей против коррозионного растрескивания получают сравнением зависимостей «напряжение – время до разрушения» (рис. 1.45) [116].

Анализ приведенных на рис. 1.45 результатов испытаний свидетельствует, что по сопротивляемости коррозионному растрескиванию образцы можно расположить следующим образом (от высшей к низшей):

- натурные гладкокатаные;
- натурные периодического профиля;
- точеные из стержней периодического профиля;
- точеные из стержней гладкого профиля

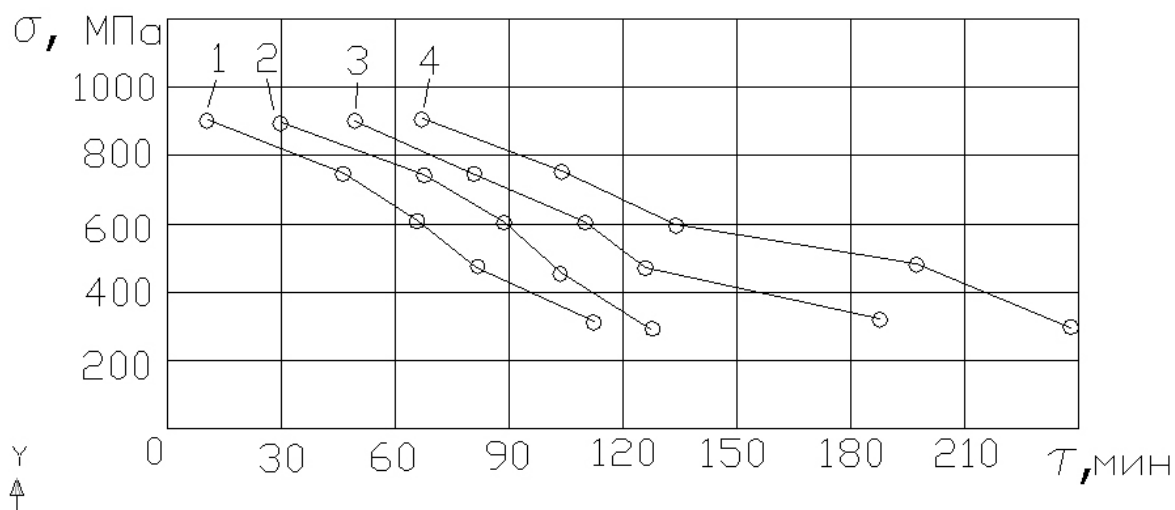


Рис. 1.45. Длительная прочность образцов из стали 20ГС2 (Ø6 мм) в среде, вызывающей наводороживание:

- 1 – изготовленные из гладкокатаной стали; 2 – натурные образцы гладкокатаные; 3 – изготовленные из стали с периодическим профилем; 4 – натурные с периодическим профилем

То, что гладкие образцы показывают лучшую сопротивляемость коррозионному растрескиванию, может быть объяснено неравномерностью распределения напряжений по сечению арматуры периодического профиля, что облегчает образование и развитие микротрещин.

Результаты экспериментов, выполненных при использовании методики [129], и описанных в статье [130] свидетельствуют о том, что коррозионные поражения, образовавшиеся на ненапряженной арматуре за 2,5 месяца, резко снижают циклическую прочность арматуры в отличие от незначительного снижения прочности при статических испытаниях. Проволока же



с коррозионными поражениями, образовавшимися при  $\sigma = 0,7\sigma_b$  вообще не выдерживала принятой базы испытаний.

Долговечность проволоки с коррозионными поражениями, образовавшимися в ненапряженном состоянии и под напряжением была соответственно в 3 и 10 раз меньше долговечности проволоки в состоянии поставки. При этом существенное снижение выносливости происходило уже на первых этапах экспозиции. Заметим, что снижение долговечности образцов с коррозионными поражениями неодинаково в области высоких и низких напряжений. В первом случае долговечность проволоки и каната с коррозионными поражениями, образовавшимися в ненапряженном состоянии практически не отличалась от характеристик арматуры в состоянии поставки. При высоких же напряжениях наличие коррозионных поражений приводило к резкому снижению долговечности. У проволоки же, корродировавшей под напряжением линия выносливости на всем протяжении была смещена в область уменьшения долговечности.

Анализ публикаций [116] показывает, что способы создания статических растягивающих напряжений при испытаниях на коррозионное растрескивание могут быть разделены на две группы:

- 1) напряжения создаются приложением к образцу постоянного по величине груза (постоянного усилия);
- 2) напряжения создаются сообщением образцу постоянной деформации.

Отличие этих способов состоит в том, что при создании напряжений первой группой способов (одноосное растяжение или изгиб), фактические напряжения в процессе коррозионного растрескивания могут увеличиваться (за счет уменьшения реального сечения образца), а при создании напряженного состояния второй группой способов происходит снижение заданных напряжений и, как следствие, увеличение времени до разрушения.

Как известно, арматурные стержни предварительно напряженной конструкции работают практически на одноосное растяжение, а увеличение растягивающих напряжений вследствие изгиба арматурного стержня при предельных прогибах составляет величину до 2 % и может не учитываться.

Поэтому при испытаниях на коррозионное растрескивание наиболее рациональным способом создания напряженного состояния в высокопрочной арматуре является растяжение при постоянной нагрузке, так как этот способ позволяет с высокой точностью контролировать напряжения и дает меньшую временную базу испытаний, чем создание напряженного состояния изгибом (рис. 1.46 и табл. 1.21) [116].

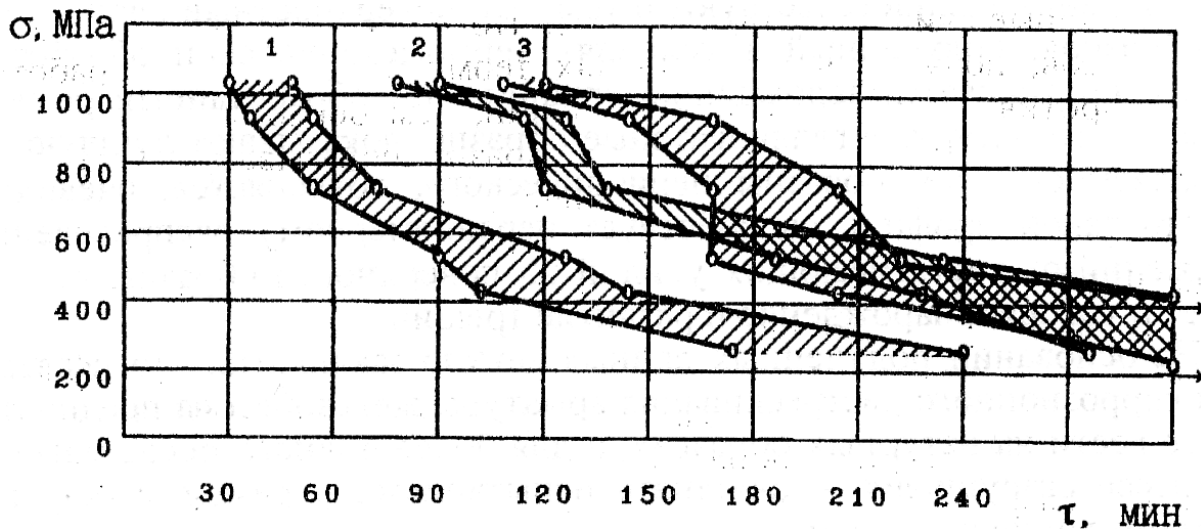


Рис. 1.46. Зависимость времени до разрушения от напряжения арматурной стали 20ГС2 при различных способах создания напряженного состояния в растворе 4,5 % H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> + 2,5 % NH<sub>4</sub>CNS с катодной поляризацией:  
 1 – одноосное растяжение при постоянной нагрузке; 2 – консольный изгиб;  
 3 – одноосное растяжение при постоянной деформации (натяжение на упоры)

Таблица 1.21

Влияние способа создания напряженного состояния на время до разрушения образцов Ст.5 в кипящем растворе нитратов

Способ создания Напряженного состояния образца	Время до разрушения (отдельные значения/среднее), часы				
	Напряжение, МПа				
	700	600	500	400	300
Одноосное растяжение при постоянной нагрузке	4;4;5	4;5;5	13;14;17	23;29;31	120;145
	4	5	14	27	132
Изгиб при постоянной нагрузке	3;4;5	5;6;8	20;28;31	40;32;48	400*
	4	6	29	40	400*

400\* – образец не разрушился через 400 часов.

Результаты сравнительных испытаний наиболее распространенных марок арматурных сталей в состоянии поставки (табл. 1.22) приведены на рис. 1.47 [116].

Т а б л и ц а 1 . 2 2

Характеристики исследованных сталей

Сталь	Диаметр, мм	Класс прочности	Механические свойства		
			$\sigma_B$ , МПа	$\sigma_{0,2}$ , МПа	$\delta_{5d}$ , %
Ст.5	14	АТ-IV	980	820	11
Ст.5	14	АТ-VI	1270	1160	6,5
20ХГ2Ц	12	А-IV	950	590	16
20ХГ2Ц	12	А-V	1230	910	13
80С	12	АТIV	1070	720	10
20ГС2	14	АТ-VI	1300	1180	8,5
35ГС	14	АТ-V	1140	890	12
23Х2Г2Т	12	А-V	1080	840	11,5

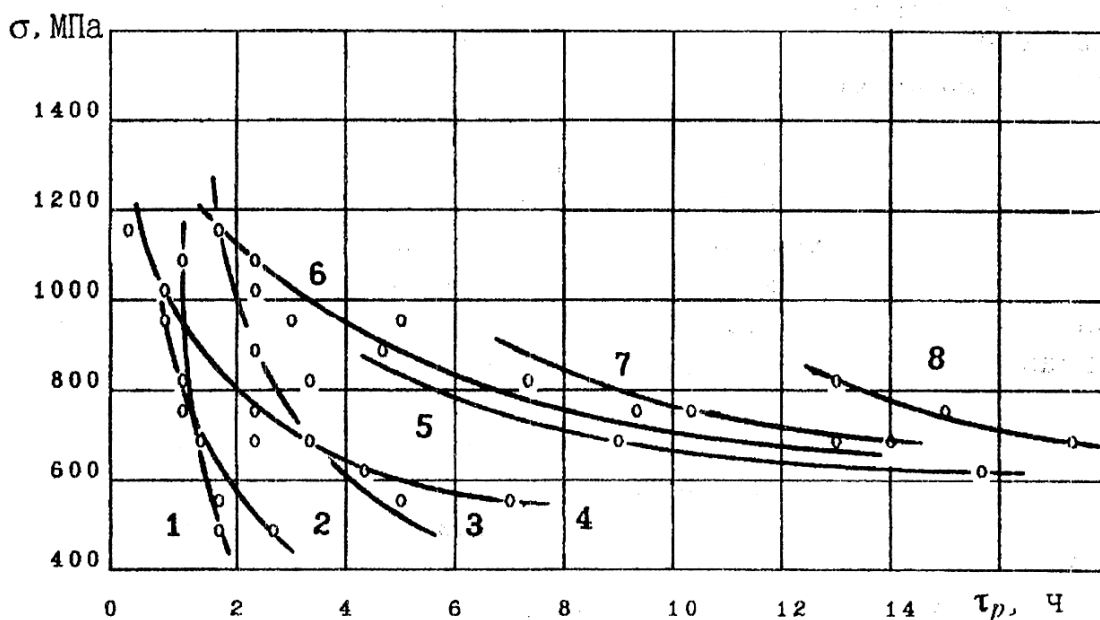


Рис. 1.47. Сравнительная стойкость против растрескивания наиболее распространенных марок арматурных сталей в кислой среде:

1 – Ст.5 – АТ-VI; 2 – 35ГС – АТ-V; 3 – 20ГС2-АТ-VI; 4 – 20ХГ2Ц-АТ-V;  
5 – 80С-А-IV; 6 – 23Х2Г2Т-А-V; 7 – 20ХГ2Ц-А-IV; 8 – Ст.5-АТ-IV

## 1.5. Влияние радиации на железобетонные конструкции

### 1.5.1. Особенности воздействия радиационных сред на железобетонные конструкции

Учёт воздействия на железобетонные конструкции ионизирующих излучений при эксплуатации ядерных установок, при захоронении радиоактивных отходов привёл к необходимости изучения процессов, происходящих в материалах под воздействием радиации, определению степени изменения его физических и технических свойств, т.е. радиационной стойкости. Начиная с 50-х годов, этой проблеме уделяется большое внимание, как в отечественной, так и в зарубежной литературе. Из всех видов ионизирующих излучений, практически только нейтронное приводит к изменению свойств защитных материалов. Поэтому, в монографии основное внимание будет отведено нейтронному излучению. И под понятиями радиационные среды (факторы) или радиационные потоки (воздействия), мы будем иметь, ввиду именно нейтронное облучение, как один из видов ионизирующего излучения.

Физико-механические свойства компонентов железобетона при определённой дозе ионизирующих излучений (флюенсе нейтронов) существенно изменяются, и эти изменения необходимо учитывать в инженерных расчётах, так как изменение физико-механических свойств материалов и конструкций, не учитываемое при проектировании, может привести к тому, что в отдельных случаях будет иметь место излишний запас прочности, а в других случаях не определённые расчётом значительные радиационные деформации и напряжения.

В отечественной практике имеется опыт применения типовых железобетонных резервуаров – хранилищ объёмом 200, 400, 600 м<sup>3</sup> для хранения радиоактивных отходов.

Для параметров, определяющих радиационное воздействие на материалы и элементы конструкций используются следующие характеристики.

Флюенс  $\Phi$  – число частиц (фотонов)  $dn$ , проникающих в сферу малого сечения  $ds$ , делённое на это сечение:

$$\Phi = dn / ds.$$

Плотность потока частиц (фотонов)  $\varphi$  – флюенс частиц  $d\Phi$  за малый промежуток времени  $dt$ , делённый на этот промежуток:

$$\varphi = d\Phi / dt.$$

Поглощённая доза  $D$  (или доза излучения) – средняя энергия  $\overline{dE}$ , переданная излучением материалу в некотором элементарном объёме, делённая на массу материала  $dm$  в этом объёме:

$$D = dE / dm.$$

Единицей поглощённой дозы является джоуль на килограмм (Дж/кг).

Рад – специальная единица поглощенной дозы;  $1 \text{ рад} = 100 \text{ эрг/г} = 1 \times 10^{-2} \text{ Дж/кг} = 0,01 \text{ Гй}$ . Производные единицы: микрорад ( $1 \text{ мкрад} = 1 \times 10^{-6} \text{ рад}$ ); миллирад ( $1 \text{ мрад} = 1 \times 10^{-3} \text{ рад}$ ); килорад ( $1 \text{ крал} = 1 \times 10^3 \text{ рад}$ ); мегарад ( $1 \text{ Мрад} = 1 \times 10^6 \text{ рад}$ ).

Грей – новая единица поглощенной дозы в системе единиц СИ, Гй;  $1 \text{ грей}$  равен одному джоулю, поглощенному в килограмме вещества (Дж/кг):  $1 \text{ Гй} = 1 \text{ Дж/кг} = 100 \text{ рад}$ .

Мощность поглощённой дозы  $P$  – приращение поглощённой дозы  $dD$  за малый промежуток времени  $dt$ , деленное на этот промежуток:

$$P = dD / dt.$$

Специальной единицей измерения мощности поглощённой дозы является рад в секунду (рад/с).

Удельная поглощенная доза  $\delta$  – поглощённая доза  $D$  при флюенсе  $\Phi$ , равном 1 частице/см<sup>2</sup>:

$$\delta = D / \Phi.$$

Экспозиционная доза  $X$  – полный заряд  $dQ$  ионов одного знака, возникающих в воздухе при полном торможении всех вторичных электронов, которые были образованы фотонами в малом объёме воздуха, делённый на массу воздуха  $dm$  в этом объёме:

$$X = dQ / dm.$$

Единица экспозиционной дозы – кулон на килограмм (Кл/кг). Этот термин используется для фотонного излучения с энергией фотонов  $1 \text{ кэВ} - 3 \text{ МэВ}$ . Мощность экспозиционной дозы определяется аналогично мощности поглощённой дозы.

Рентген – специальная единица экспозиционной дозы, Р;  $1 \text{ Р} = 0,285 \text{ Кл/кг}$ , Производные единицы: микрорентген ( $1 \text{ мкР} = 1 \times 10^{-6} \text{ Р}$ ); миллирентген ( $1 \text{ мР} = 10^{-3} \text{ Р}$ ); килорентген ( $1 \text{ кР} = 1 \times 10^3 \text{ Р}$ ), мегарентген ( $1 \text{ МР} = 10^6 \text{ Р}$ ).

Активность  $A$  радиоактивного вещества – число спонтанных ядерных превращений  $dN$  в этом веществе за малый промежуток времени  $dt$ , деленное на этот промежуток

$$A = dN / dt.$$

Единицей измерения активности является одно ядерное превращение в секунду, которая в системе единиц СИ получила название беккерель, Бк.

Кюри – специальная единица активности, Ки.  $1 \text{ Ки} = 3,700 \times 10^{10}$  ядерных превращений в секунду. Производные единицы: милликюри ( $1 \text{ мКи} = 1 \times 10^{-3} \text{ Ки}$ ); микрокюри ( $1 \text{ мкКи} = 1 \times 10^{-6} \text{ Ки}$ ); нанокюри ( $1 \text{ нКи} = 1 \times 10^{-9} \text{ Ки}$ ); пикокюри ( $1 \text{ пКи} = 1 \times 10^{-12} \text{ Ки}$ ); килокюри ( $1 \text{ кКи} = 1 \times 10^3 \text{ Ки}$ ); мегакюри ( $1 \text{ Мки} = 1 \times 10^6 \text{ Ки}$ ).

Интенсивность излучения – это энергия ионизирующего излучения, проникающая в объём элементарной сферы в единицу времени, отнесённая к площади проекции сферы. В частном случае для направленного излучения под интенсивностью излучения понимают энергию, переносимую излучением в единицу времени через, единицу поверхности, расположенную нормально к направлению распространения излучения. Единица интенсивности – ватт на квадратный метр ( $\text{Вт}/\text{м}^2$ ), мегаэлектронвольт в секунду на квадратный сантиметр  $\text{МэВ}/(\text{с см}^2)$ ,  $1 \text{ МэВ}/(\text{с см}^2) = 1,6 \times 10^{-9} \text{ Вт}/\text{м}^2$ .

### 1.5.2. Влияние радиационных факторов на механические характеристики бетона

Бетон – наиболее широко распространённый строительный защитный материал. Более 90 % стационарных реакторных установок и конструкций хранилищ для радиоактивных отходов, имеет защиту из бетона.

Тяжелый бетон ( $\rho=3000-6000 \text{ кг}/\text{м}^3$ ) содержит в качестве заполнителя железо или железную руду, барит (сульфат бария), стальную дробь и другие металлические заполнители. Основным недостатком бетонов – низкая теплопроводность, затрудняющая отвод выделяемого в защите тепла. В зависимости от назначения применяются различные виды бетонов [131] обычный, гидротехнический, теплоизоляционный, жаростойкий, защитный и др. В литературе описано большое число составов бетонов, применявшихся или предлагавшихся для конструкций радиационной защиты [132–135].

В работе [136] исследовалось влияние облучения на линейные деформации кварцевого бетона и раствора. Под действием облучения диаметр и высота образцов кварцевого бетона и раствора увеличиваются с ростом интегрального потока нейтронов, что иллюстрируется на рис. 1.48. Для сравнения на этом же графике показаны линейные деформации цементного камня и кварца. С увеличением интегрального потока нейтронов происходит резкое изменение линейных размеров образцов бетона от 0,15 % при потоке  $0,3-0,5 \times 10^{20}$  нейтрон/ $\text{см}^2$  до 6,4 % при потоке  $6,0-6,2 \times 10^{20}$  нейтрон/ $\text{см}^2$  и раствора от 0,3 % при  $1,2 \times 10^{20}$  нейтрон/ $\text{см}^2$  до 6,3 % при  $6,3-6,7 \times 10^{20}$  нейтрон/ $\text{см}^2$ .

Авторами работы [137] предлагается график на рис.1.49, на котором показывается зависимость линейных радиационных деформаций бетона и разных растворов от величины флюенса нейтронов.

На рис 1.50 приведены данные об изменении прочности бетона и раствора на кварце в зависимости от величины интегрального потока нейтронов от 0,3 до  $6,2 \times 10^{20}$  нейтрон/ $\text{см}^2$  и построены по данным работы [136]. Из полученных зависимостей в работах [136, 138] видно, что прочность образцов бетона при потоках  $0,3-0,5 \times 10^{20}$  и  $1,5 \times 10^{20}$  нейтрон/ $\text{см}^2$  увеличивается на 60 и 43 % соответственно по сравнению с прочностью

контрольных образцов, хранившихся в нормальных тепловлажностных условиях. Модуль упругости при нагрузках 0,2 и 0,5 от разрушающей снизился у бетона на 72 и 75 % при потоке  $6,0-6,2 \times 10^{20}$  нейтрон/см<sup>2</sup>, а у раствора на 34 и 55 % при потоке  $6,3-6,7 \times 10^{20}$  нейтрон/см<sup>2</sup>.

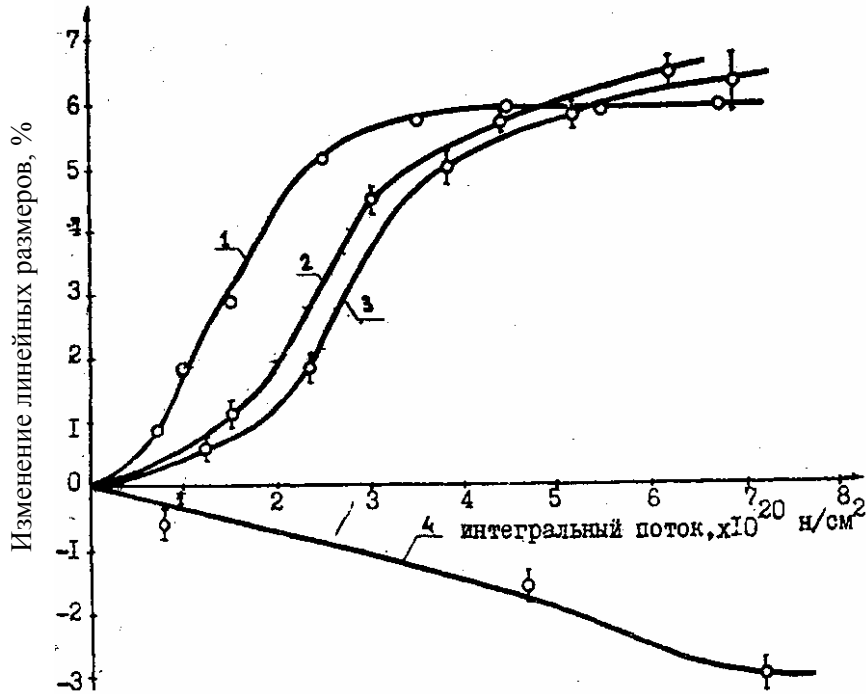


Рис. 1.48. Изменение линейных размеров образцов кварцесодержащих бетонов, раствора и их составляющих при облучении нейтронами: 1 – кварц; 2 – бетон; 3 – раствор; 4 – цементный камень

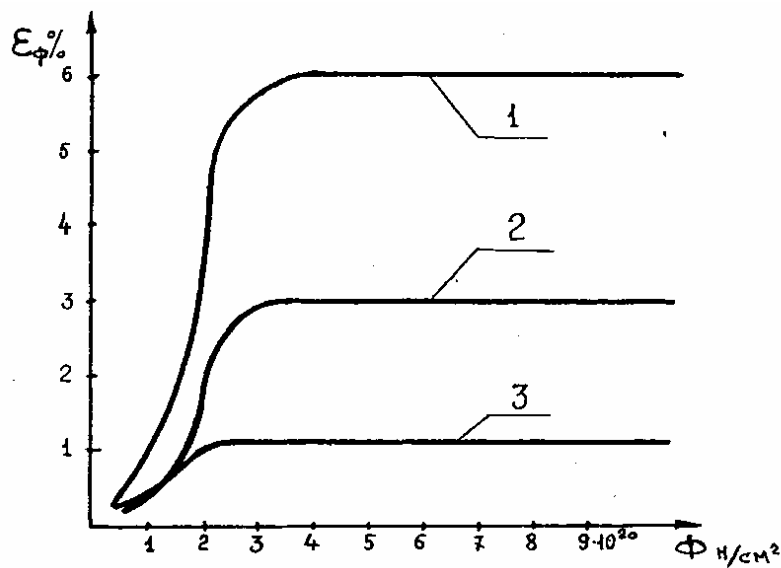


Рис. 1.49. Зависимость линейных радиационных деформаций от флюенса нейтронов: 1 – бетон на кварце; 2 – раствор на граните; 3 – раствор на серпентините



Рис. 1.50. Изменение прочности при сжатии кварцесодержащих бетона и раствора при облучении:  
1 – бетон, 2 – раствор

Согласно исследованиям, проведённым в работе [136, 139], облучение нейтронами снижает прочность бетона на граните. Падение прочности в зависимости от величины интегрального потока нейтронов представлено на рис. 1.51. Из графика видно, что при потоке  $0,6 \times 10^{20}$  нейтрон/см<sup>2</sup> прочность возрастает примерно на 25 %, а затем резко снижается, достигая при интегральном потоке  $2,4-2,8 \times 10^{20}$  нейтрон/см<sup>2</sup> 35 % начальной прочности контрольных холодных образцов. Прочность образцов контрольной горячей партии снизилась на 25 %.

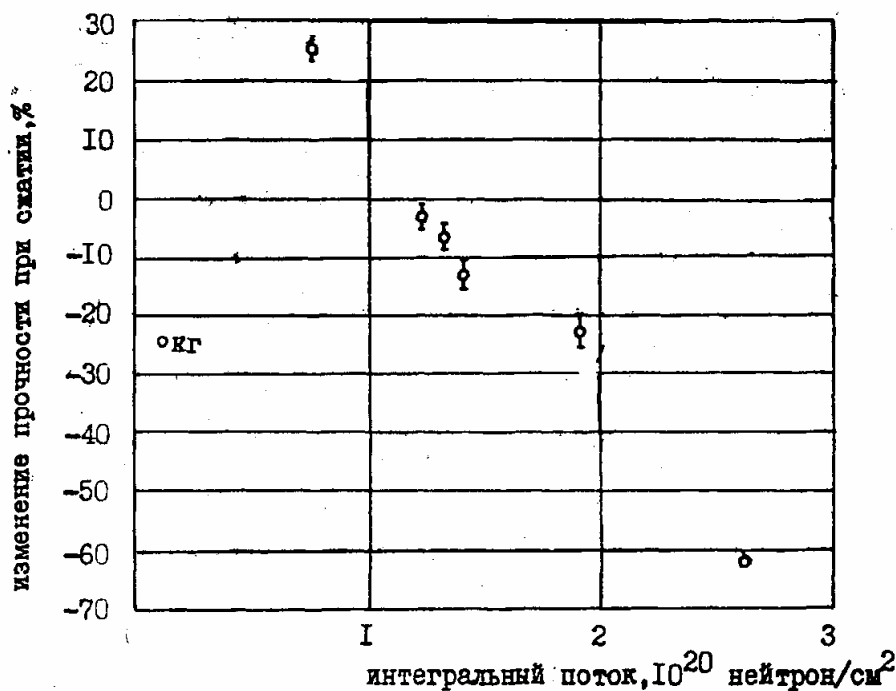


Рис. 1.51. Изменение прочности образцов обычного бетона при облучении



Характер изменения модуля упругости при нагрузках 0,2 и 0,5 от разрушающей аналогичен характеру изменения прочности. На рис. 1.52 показывается изменение модуля упругости в зависимости от флюенса нейтронов [137].

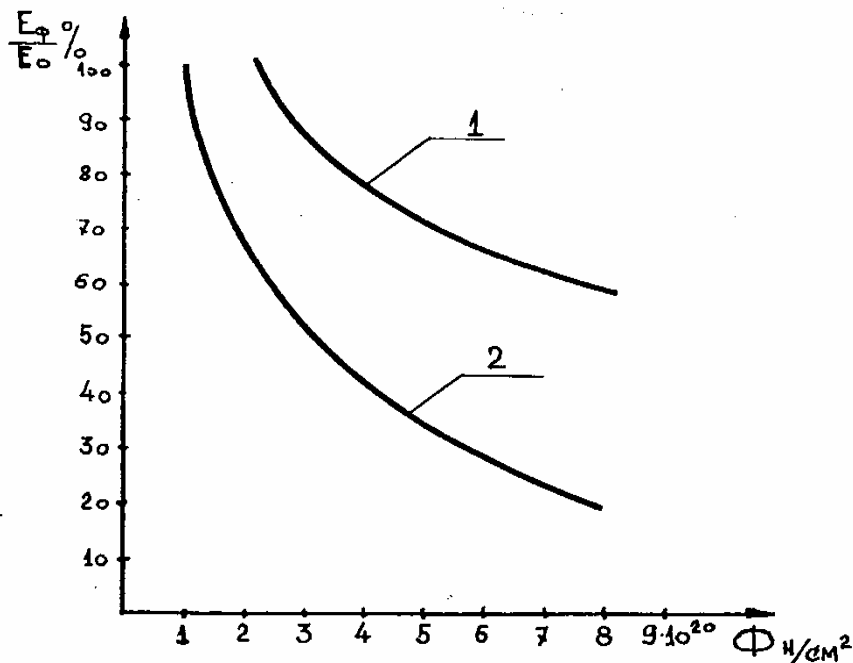


Рис. 1.52. Зависимость модуля упругости от флюенса нейтронов:  
1 — раствор на серпентините; 2 — бетон на песчанике

Работами [136–143] и другими показывается, что при интегральных потоках выше  $1 \times 10^{20}$  нейтрон/см<sup>2</sup>, бетоны могут значительно изменять свои свойства. Степень изменения свойств будет зависеть от вида применяемого заполнителя и вяжущего. Поэтому оценку радиационной стойкости бетонов [135, 140, 142, 144] следует производить в совокупности с радиационной стойкостью его составляющих. Прочность и деформативность бетонов после облучения также изменяются. При больших флюенсах нейтронов прочность снижается вплоть до полного разрушения образца.

Уменьшение модуля упругости достигает 20 % от значения, получаемого на контрольных, не подвергшихся облучению образцах [144]. Теплофизические свойства бетона также меняются — отмечено уменьшение коэффициента температурного линейного расширения бетона.

Обобщая данные исследований [132, 137, 142, 144–149], можно отметить, что: в результате облучения в бетоне происходят сложные структурные изменения, приводящие к существенному изменению физико-технических свойств бетона, которые необходимо учитывать при расчёте и проектировании бетонных и железобетонных строительных конструкций ядерных установок; прочность и деформативность бетонов при облучении

зависят от флюенса и энергетического спектра нейтронов, радиационной деформативности заполнителя, его гранулометрического состава; в результате облучения нейтронами прочность, модуль упругости и температурная деформативность бетонов снижаются, причем с увеличением флюенса нейтронов растут радиационные деформации материала и, следовательно, зависящие от них напряжения; для расчёта радиационных напряжений в конструкциях необходимо получить поле распределения радиационных деформаций и механических характеристик по толщине облучаемой конструкции.

### 1.5.3. Влияние радиационных факторов на механические свойства и распухание арматуры

При изготовлении железобетонных несущих конструкций используется арматурная сталь. Для армирования радиационно-тепловой защиты, как отмечается в исследованиях [138] применяются в зависимости от температуры нагрева следующие виды арматуры: до 400 °С – сталь горячекатаную А-1, А-2, сталь марки Ст3; до 500 °С – горячекатаные стали марок 30ХМ, 1Х13, 2Х13; до 600 °С – горячекатаные стали марок Х23Н18, 1Х18Н9Т и 1Х14Н14В2М.

К сожалению, подробных экспериментальных данных, характеризующих влияние облучения на конкретные типы и классы арматурных сталей обнаружить не удалось, поэтому ниже приводятся только данные по влиянию облучения на металлы, какие удалось обнаружить.

В работе [150] отмечается, что изменение свойств конструкционных материалов начинает проявляться при облучении флюенсом нейтронов уже выше  $1 \times 10^{18}$  нейтрон/см<sup>2</sup>. К основным явлениям, которые определяют работоспособность конструкционных материалов в составе ядерных и термоядерных энергетических установок, следует отнести следующие [151]: 1) высокотемпературное охрупчивание; 2) низкотемпературное охрупчивание; 3) радиационная ползучесть; 4) радиационная хладноломкость; 5) радиационное распухание; 6) термическая усталость; 7) снижение сопротивляемости к коррозионному разрушению; 8) физическое и химическое распыление; 9) блистеринг (образование трещин в условиях усталости).

Степень влияния нейтронного облучения на механические свойства сталей определяется рядом факторов, отражающих как режимы самого облучения, так и состояние структуры сталей. К первым относятся величина интегральной нейтронной дозы, энергетический спектр, температура облучения и среда. Ко вторым – температура испытания, скорость нагружения, вид термомеханической обработки, химический состав сплава. Поэтому изменение механических свойств в результате облучения должно оцениваться с учетом всех факторов, сопутствующих облучению и нагружению [152].

В работе [146] отмечается, что напряжение растяжения, измеряемое по кривой в области Людерса, выражает сопротивление деформации лишь в среднем. Поэтому не лишена основания попытка получить «нижний предел текучести» путем экстраполяции этого участка кривой растяжения к началу течения до пересечения с восходящей ветвью кривой, что показано на рис. 1.53.

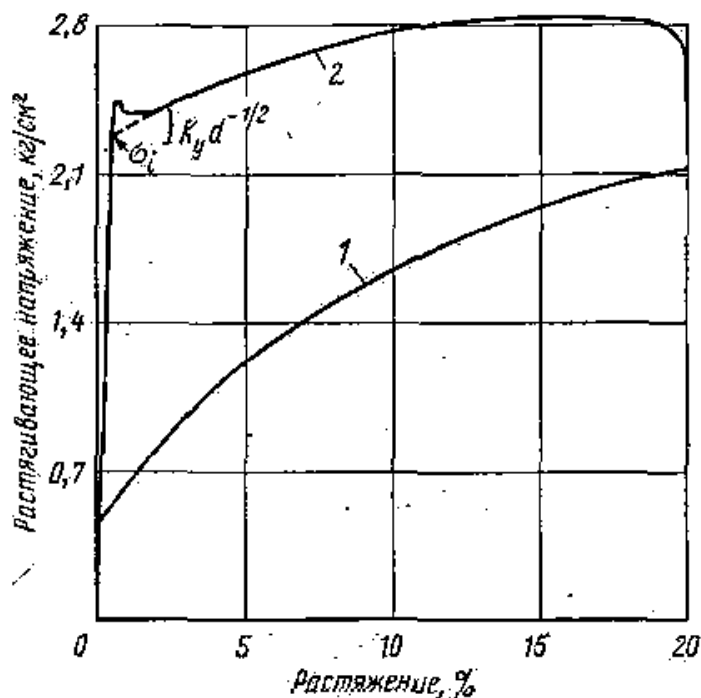


Рис. 1.53. Диаграмма растяжения меди: до облучения (1) и после облучения (2) интегральным потоком  $1,2 \times 10^{21}$  нейтрон/см<sup>2</sup>

На рис. 1.54 представлены типичные диаграммы растяжения стали 304 после облучения при  $T_{\text{обл}} = 540 \pm 50^\circ\text{C}$  интегральной дозой  $\phi_t = 1,1 \times 10^{22}$  нейтрон/см<sup>2</sup> ( $E > 0,1$  МэВ), взятые из материалов исследований, проведённых авторами [153]. В этой работе отмечается, что, в зависимости от температуры испытания, диаграммы растяжения существенно изменяют свою форму. При этом диаграммы, соответствующие растяжению облученных образцов, всегда лежат выше диаграмм образцов в исходном состоянии, а очерчиваемая ими площадь, характеризующая работу деформирования и разрушения, значительно меньше.

Диаграмма деформирования сплава, содержащего 22,3 % Cr и 31,6 % Ni, в облученном и исходном состояниях для температур 300 и 650 °C приводится на рис. 1.55, заимствованном из работы [154]. По данным работы [154] облучение при 650 °C не влияет на способность этого сплава к деформационному упрочнению, в результате чего величина  $\sigma_{0,2}$  не изменяется, а предел прочности даже несколько снижается.

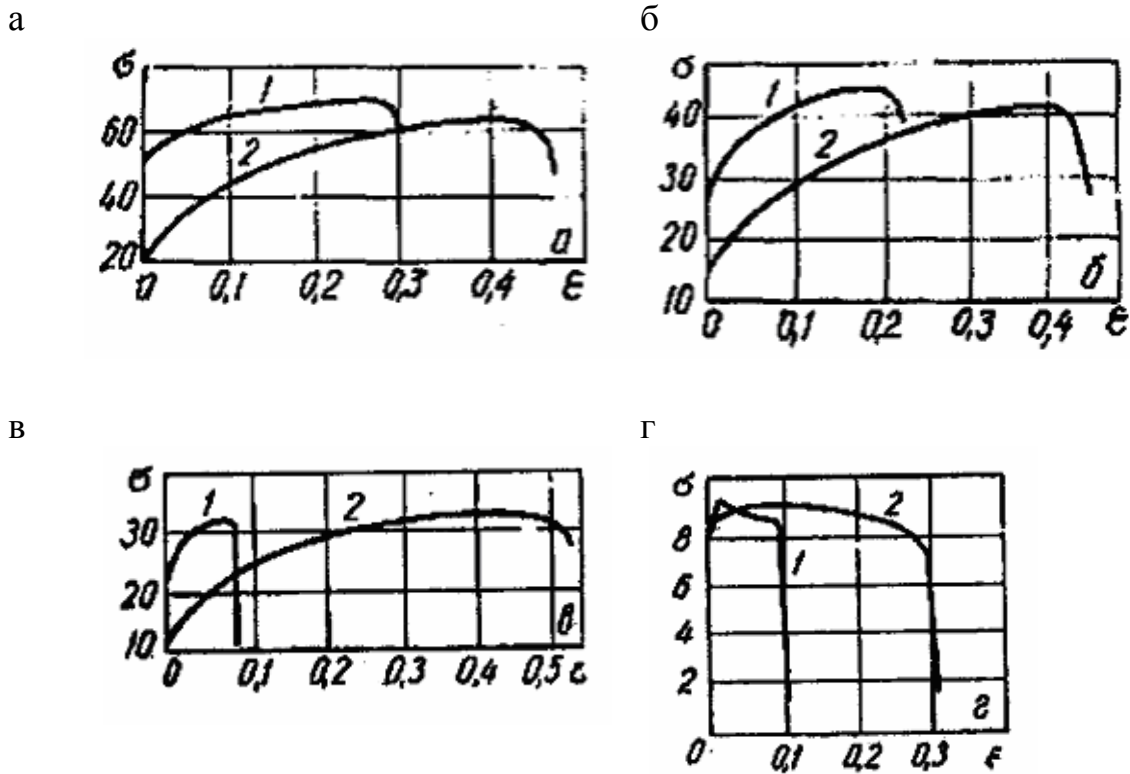


Рис. 1.54. Зависимости относительного удлинения  $\epsilon$  (отн. ед.) от напряжения  $\sigma$  (кгс/мм<sup>2</sup>) при различных температурах испытания  $T_{и}$  для облученной (1) и необлученной (2) стали 304:  
 а –  $T_{и} = 20^{\circ}\text{C}$ ; б –  $T_{и} = 480^{\circ}\text{C}$ ; в –  $T_{и} = 600^{\circ}\text{C}$ ; г –  $T_{и} = 815^{\circ}\text{C}$

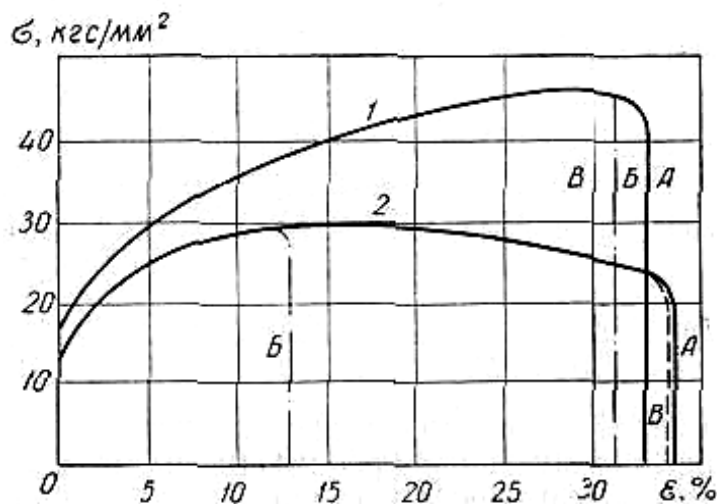


Рис. 1.55. Диаграммы деформирования сплава типа Cr22Ni32 при температуре  $300^{\circ}\text{C}$  (1) и  $650^{\circ}\text{C}$  (2):  
 а – исходная; б – облученная ( $T_{обл} = 650^{\circ}\text{C}$ ,  $\phi_n = 1,4 \times 10^{20}$  нейтрон/см<sup>2</sup>  $E > \text{МэВ}$ );  
 в – после термообработки при  $650^{\circ}\text{C}$  в течение 800 часов

Как показывается многочисленными экспериментами [155–157], при облучении наблюдается возрастание пределов прочности и текучести с увеличением флюенса нейтронов. Причем это возрастание тем меньше,

чем выше температура облучения, что видно на рис. 1.56 на примере отожженной стали 304 и холоднодеформированной стали 316, облученных в реакторе ERR-2 до флюенса  $6 \times 10^{22}$  нейтрон/см<sup>2</sup> ( $E > 0,1$  МэВ). При температурах 650-700 °С значение предела прочности  $\sigma_B$  и предела текучести  $\sigma_T$  облученных аустенитных сталей практически не изменяется по сравнению с необлученными материалами.

а

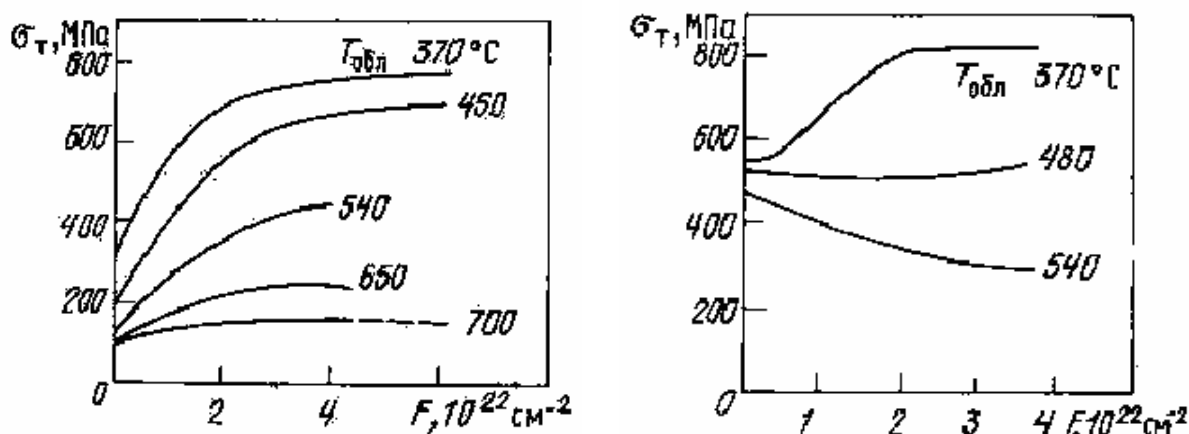


Рис 1.56. Изменение предела текучести  $\sigma_T$  аустенитной отожженной стали 304 (а) и холоднодеформированной (20 %) 316 (б) в зависимости от флюенса нейтронов ( $T_{обл} = T_{исп}$ )

Наиболее резкое возрастание  $\sigma_B$  и  $\sigma_T$  происходит при дозах около 15 сна и температурах облучения до 450-500 °С. При дальнейшем накоплении радиационных повреждений темп возрастания снижается, значения  $\sigma_B$  и  $\sigma_T$  сближаются (рис. 1.57).

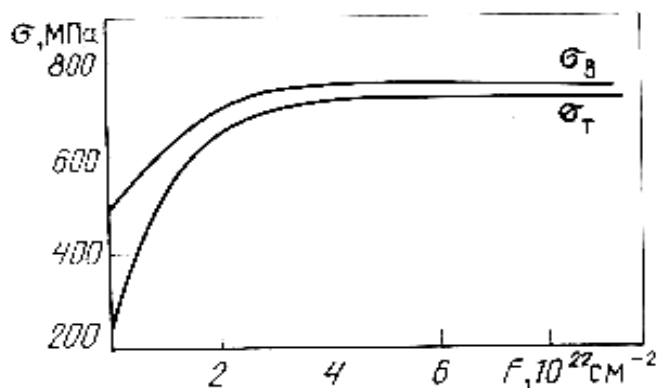


Рис. 1.57. Влияние облучения на предел прочности  $\sigma_B$  и предел текучести  $\sigma_T$  стали 304 при  $T_{обл} = T_{исп} = 370$  °С

Радиационное облучение наряду с изменением пределов прочности и текучести вызывает существенное уменьшение пластичности аустенитных сталей и никелевых сплавов. Основным достоинством указанных материалов, согласно данным работы [152] является то обстоятельство, что даже

при значительных дозах облучения (до  $10^{22}$  нейтрон/см<sup>2</sup>) в большинстве случаев они всё же сохраняют определенный запас пластичности в зоне нормальных и умеренно повышенных температур. На рис. 1.58 [152] приведён график зависимости общего удлинения стали 304 от дозы облучения для различных температур. Как видно с ростом дозы облучения влияние температуры испытаний уменьшается и в области значений  $10^{21}$ - $10^{22}$  нейтрон/см<sup>2</sup> становится несущественным для температур 300-750 °С. В меньшей степени на сокращение пластических свойств жаропрочных сталей, по данным авторов работ [158–160] влияет температура облучения не выше 350 °С. В подтверждение этому приводится график зависимости общего удлинения стали 316 от температуры испытаний после облучения интегральной дозой  $1 \times 10^{21}$  нейтрон/см<sup>2</sup>, изображённый на рис. 1.59 [152].

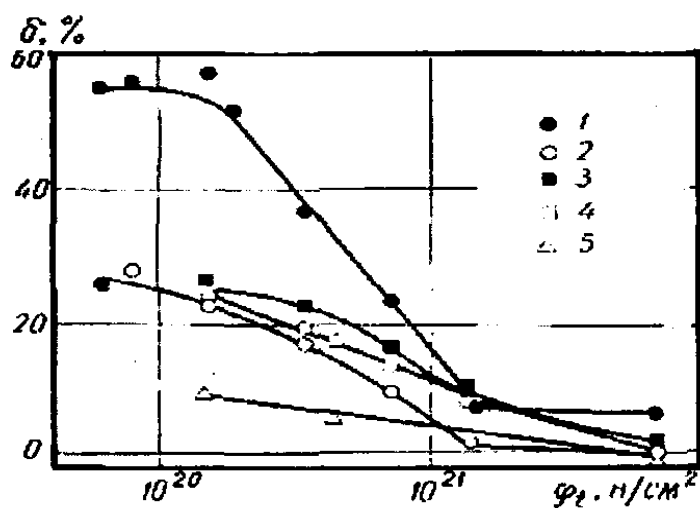


Рис 1.58. Зависимость общего удлинения стали 304 от дозы облучения для различных температур испытаний:  
1-85 °С; 2-690 °С; 3-600 °С; 4-600 °С; 5-750 °С

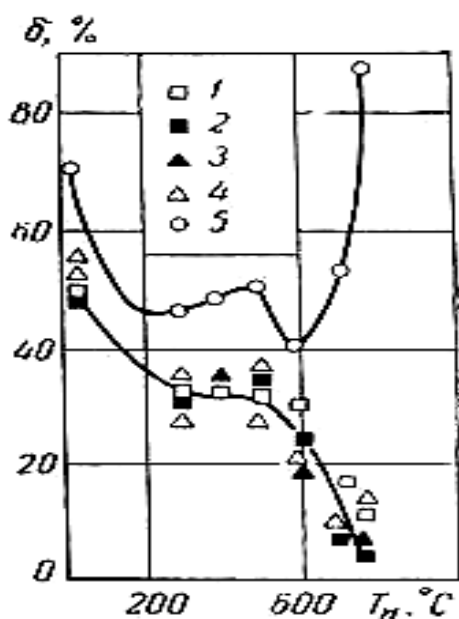


Рис. 1.59. Зависимость общего удлинения стали 316 от температуры испытаний после облучения интегральной дозой  $1 \times 10^{21}$  нейтрон/см<sup>2</sup> ( $E > 1$  МэВ).  
Температура облучения, °С:  
1-710±25; 2-600±25; 3-600±50;  
4-540±50; 5-без облучения

В 1967 г. было открыто явление радиационного распухания (РР) аустенитных нержавеющей сталей при облучении их потоком быстрых нейтронов, а в 1971 г. обнаружено явление радиационной ползучести (РП) [161]. Эти явления вызывают изменение напряженно-деформированного состояния и геометрических размеров элементов ТВС. В [161] указывается, что масштаб изменений размеров элементов ТВС от радиационного распухания (объемного изменения  $\Delta V/V$ ) аустенитных сталей более чем на порядок превышает формоизменения, обусловленные температурой, и достигает величин  $\Delta V/V=20-30\%$  для условий работы быстрых реакторов.

Наибольший практический интерес представляют зависимости радиационного распухания и радиационной ползучести от следующих факторов: уровня и скорости радиационных повреждений, температуры облучения, уровня напряжений, режимов облучения, исходной структуры материала [161].

На рис. 1.60 показаны колоколообразные кривые распухания на примере стали 316 с различной степенью холодной деформации [162]. В последнее время появляется все больше результатов, свидетельствующих о существовании двух, а возможно и трех температурных максимумов радиационного распухания. Согласно экспериментальным данным в реакторе EBR-2 [163] было получено, что радиационное распухание стали 304 ST имеет максимум при температуре около  $520\text{ }^\circ\text{C}$ . При облучении этой же стали электронами с энергией 1 МэВ до уровня радиационных повреждений 20 сна было обнаружено два максимума радиационного распухания:  $T\approx 420\text{ }^\circ\text{C}$  и  $T\approx 600\text{ }^\circ\text{C}$ . Согласно [164] аустенитная сталь 316 имела два пика радиационного распухания, расположенных около  $430\text{ }^\circ\text{C}$  и  $590\text{ }^\circ\text{C} - 600\text{ }^\circ\text{C}$  (реакторные данные) (рис.1.61).

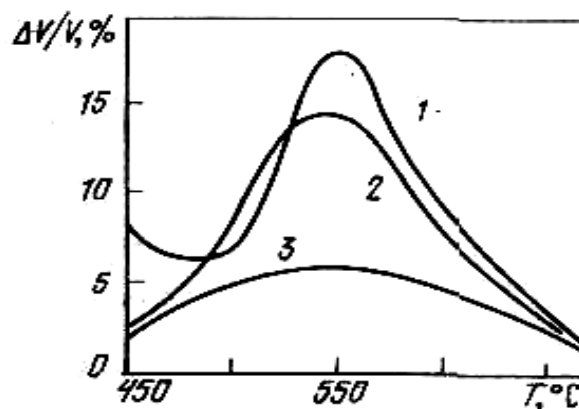


Рис. 1.60. Распухание стали 316 в зависимости от температуры (флюенс  $1,25 \cdot 10^{23} \text{ см}^{-2} E > 0,1 \text{ МэВ}$ ) по результатам профилометрирования твэлов реактора ЕВК-2:

- 1 – аустенизированная сталь 316; 2 – сталь 316 ХД (20 %);
- 3 – сталь 316 ХД (30 %)

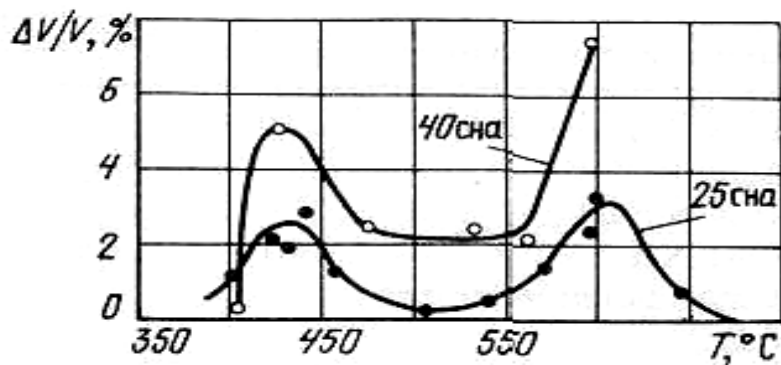


Рис. 1.61. Температурная зависимость распухания стали AISI 316

В [165] отмечалось, что важно также знать, влияют ли напряжения в элементах ТВС на их распухание, может ли это вносить дополнительный вклад в изотропное изменение геометрических размеров. В настоящее время в большинстве исследований не замечено существенного влияния эффекта напряжения на радиационное распухание. Но существует ряд работ, где исследовалась зависимость радиационного распухания от напряжений при различных флюенсах. В этих работах показывалось, что напряжения влияют главным образом на уменьшение «инкубационного» периода радиационного распухания и довольно незначительно на увеличение скорости радиационного распухания, что представлено на рис. 1.62 [166].

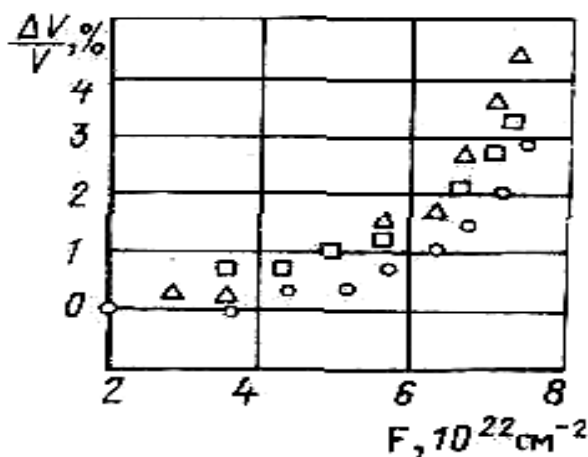


Рис. 1.62. Влияние напряжений на распухание стали AISI 316:  
 O –  $\sigma = 0$ ;  $\square$  –  $\sigma = 110$  МПа;  $\Delta$  –  $\sigma = 207$  МПа

За последние годы было опубликовано большое количество экспериментальных результатов по влиянию дозы облучения на радиационное распухание металлов и сплавов, как отечественных учёных, так и зарубежных [167–172]. На основании этих результатов сформировалась концепция поведения облученного материала при различных дозах:

1. На начальных этапах облучения при относительно малых дозах распухание возрастает очень незначительно. Этот период называется инкуба-



ционным. Продолжительность этого периода для металлов и сплавов различна и зависит от многих факторов в том числе и от температуры облучения.

2. После завершения инкубационного периода распухание возрастает со скоростью, равной 1 %/сна, и не зависит от предварительного физико-химического строения материала. В последнее время появились новые результаты по исследованию распухания: в работе [173] был изучен сплав V-5 %Fe после облучения быстрыми нейтронами в FFTR (Fast Flux Test Facility) до дозы 30 сна при различных температурах. При 520 °C и 600 °C авторы [173] наблюдали распухание 80 и 93,2 %, что соответствовало скорости распухания ~ 2,6-3,1 %/сна.

Кривая зависимости распухания от температуры для чистых металлов имеет колоколообразный вид с максимумом, высота и положение которого определяются структурным состоянием облучаемого материала, свойствами дефектов структуры и условиями облучения, что представлено на рис.1.62. Колоколообразная зависимость распухания от температуры не является универсальной. При больших флюенсах для некоторых металлов и сплавов проявляется второй максимум распухания в области более высоких температур, причем чаще величина распухания во втором максимуме больше чем в первом.

Эксперименты по радиационному распуханию нержавеющей стали 12X18H10T, OX16H15M3B и OX16H15M3BP проводились в реакторе БОР-60 [174]. В работе [175] исследовалось влияние величины радиационного распухания на прочность аустенитной стали OX16H15M3B. Авторы показали, что при достижении величины распухания ~ 15 % происходит резкое падение прочности.

На рис. 1.63-1.65 приведены экспериментальные данные по радиационному распуханию трёх типов промышленных жаропрочных сталей с 35 % никеля, облученных при температуре 500±50 °C. При этом для первых двух сталей величина распухания по данным гидростатического взвешивания после облучения дозами до 65-70 сна при температуре 500±50 °C не превышает 2-3 %. В то же время третья сталь X15H36B3T распухает заметно сильнее при тех же параметрах облучения, а максимальное распухание достигает 10 % [176, 177].

В работе [174] показано, что экспериментальные данные по распуханию сталей 316 и 304 в реакторе EBR-2 достаточно хорошо описываются линейными функциями от дозы.

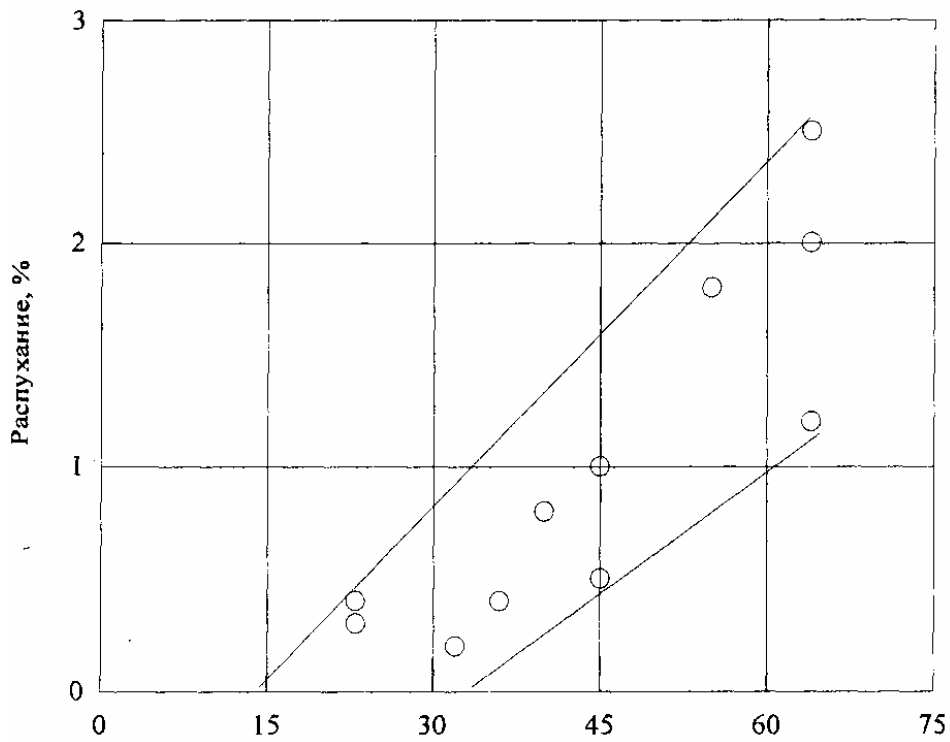


Рис. 1.63. Радиационное распухание жаропрочной стали X15H35M2BTЮP, облученной при температуре  $500 \pm 50$  °C

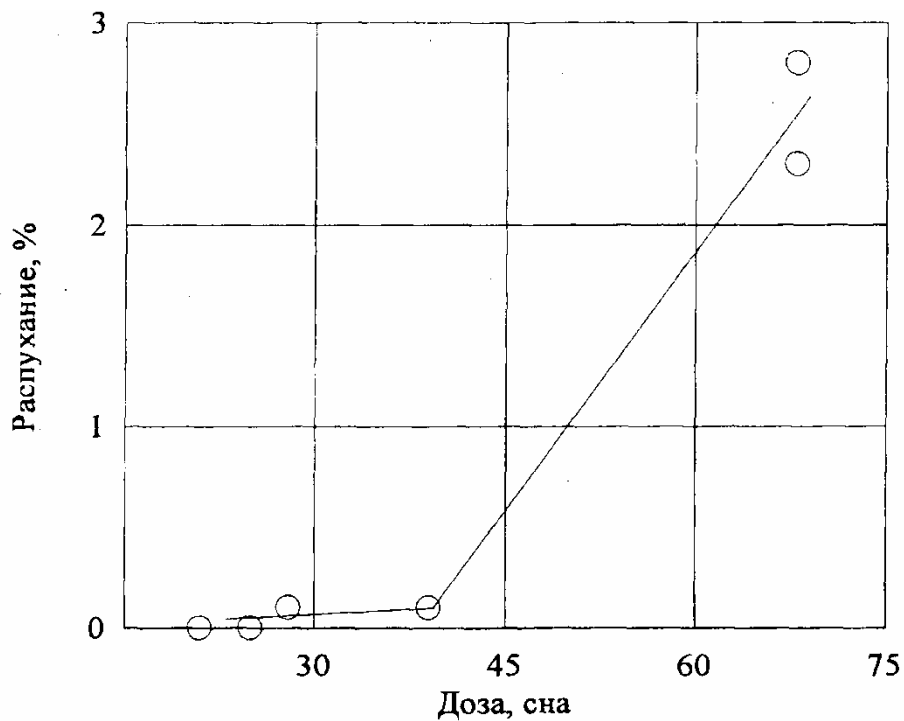


Рис. 1.64. Радиационное распухание жаропрочной стали X13H36M8T3Ю, облученной при температуре  $500 \pm 50$  °C

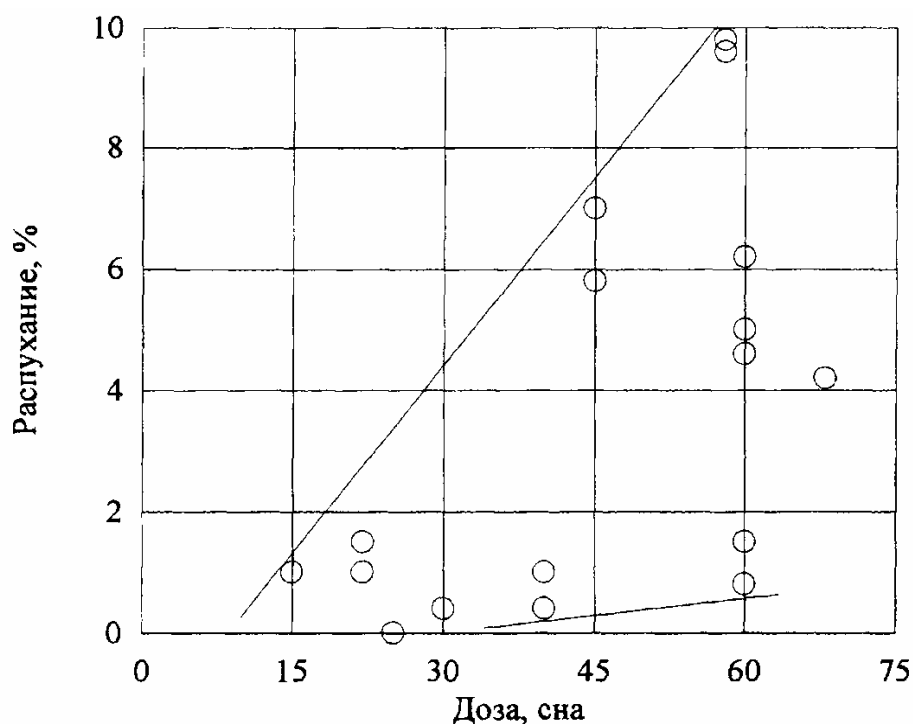


Рис. 1.65. Радиационное распухание жаропрочной стали X15H36B3T, облученной при температуре  $500\pm 50$  °C

На рис. 1.66–1.68 приведены экспериментальные данные по зависимости распухания различных сталей от дозы при определённых температурах. На рис. 1.66 приведена зависимость радиационного распухания стали X16H11M3 от дозы облучения. Как видно, на рис. 1.66 можно выделить инкубационный период до дозы 43-44 сна и дальше линейную зависимость, показывающую увеличение распухания от дозы, при дозе превышающей этот критический уровень. На рис. 1.67 приведены экспериментальные данные по распуханию стали OX16H15M3B зависимости от дозы. На рис. 1.68 приведены данные радиационного распухания этой же стали, но упрочнённой. Как видно, характер этих кривых приблизительно схож, а две линии на графике показывают коридор внутри которого размещаются экспериментальные точки.

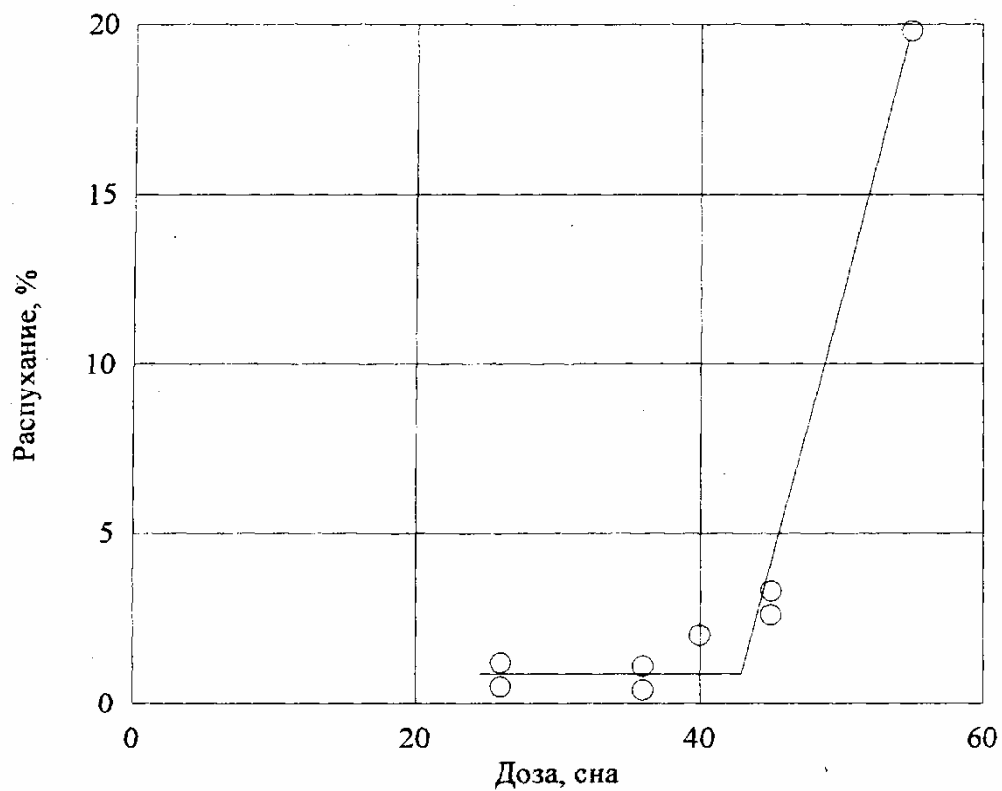


Рис. 1.66. Радиационное распухание аустенизированной стали X16H11M3, облученной при температуре  $500 \pm 50$  °С

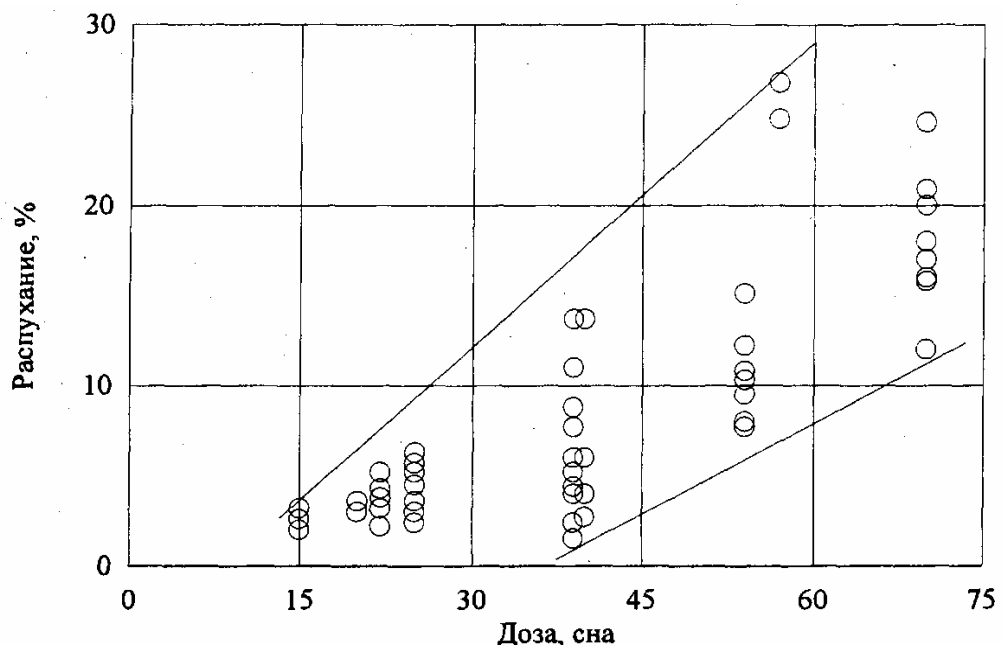


Рис.1.67. Радиационное распухание стали OX16H15M3B (термическая обработка – аустенизация по режиму  $1050$  °С 30 минут) после облучения при температуре  $500 \pm 50$  °С

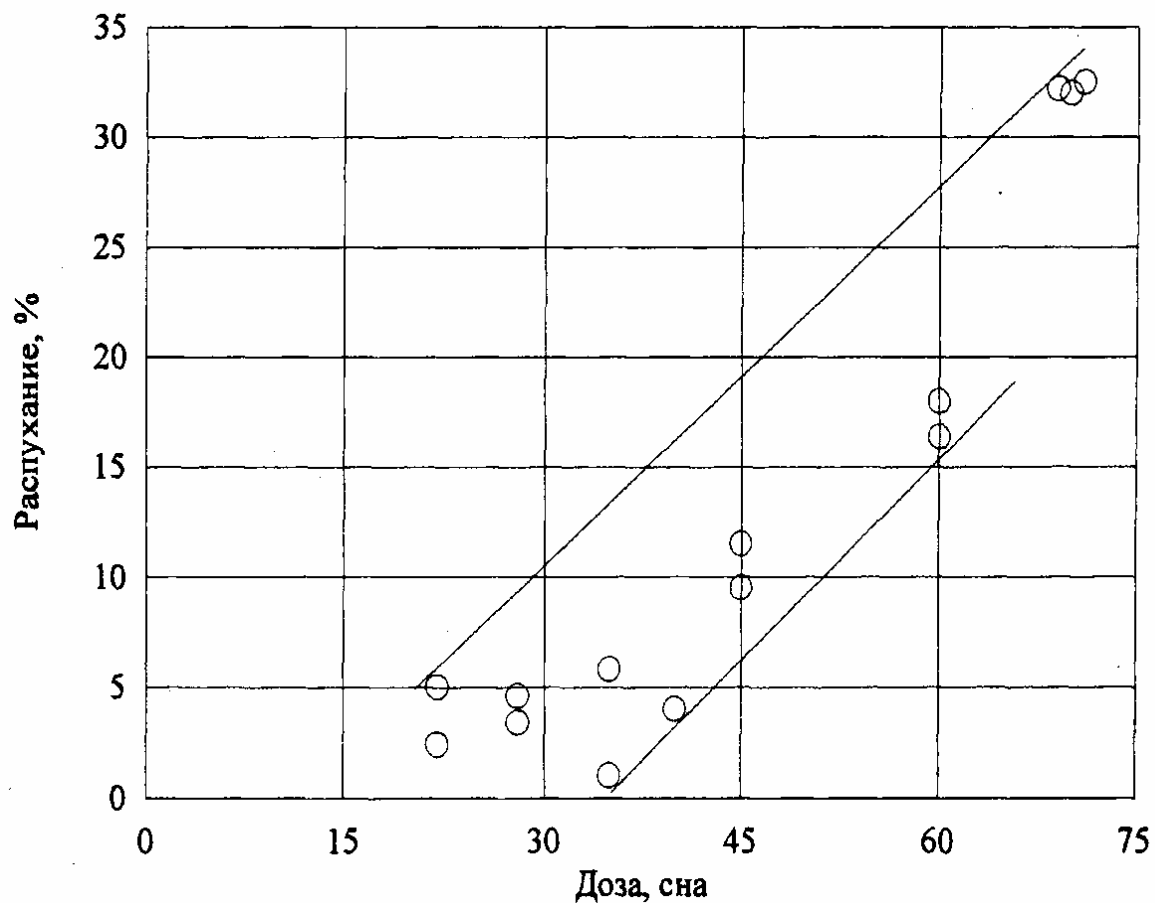


Рис. 1.68. Радиационное распухание стали ОХ16Н15МЗБ (1050 °С 30 минут +10 % деформации при 650 °С + отжиг 650 °С 100 часов) после облучения при температуре 500±50 °С

## 2. ПРИМЕНЕНИЕ ТЕОРИИ СТРУКТУРНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ МОДЕЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ С АГРЕССИВНЫМИ СРЕДАМИ

### 2.1. Общий подход к построению моделей деформирования и разрушения железобетонных конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами

Анализ экспериментальных данных по взаимодействию железобетонных конструкций с агрессивными средами позволяет заключить, что процесс взаимодействия может быть сведен к следующей схеме.

В составляющих материалах железобетонного конструктивного элемента под действием нагрузки протекают два взаимосвязанных взаимовлияющих процесса – деформирование и разрушение. Причем деформирование может происходить как за счет ползучести материалов, так и за счет роста микродефектов, микротрещин и других повреждений, которые оказывают влияние на механические характеристики материалов и приводят к развитию деформаций. Агрессивная среда, проникая в объем конструктивного элемента, оказывает физическое влияние на материал (или вступает в химические реакции с составляющими компонентами), приводя к изменению механических свойств и влияя тем самым на процессы деформирования и разрушения. В свою очередь, развитие процессов деформирования и разрушения оказывает влияние на кинетику проникания агрессивной среды в конструктивный элемент и скорость ее взаимодействия с составляющими материалами.

Представляет интерес разработка общего подхода к моделированию поведения железобетонных конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами. Как показал предварительный анализ, наиболее приемлемым подходом для решения этой задачи является применение теории структурных параметров, ранее нашедшего широкое применение для моделирования процессов ползучести и накопления повреждений [1–3].

Рассмотренная выше расчетная физическая модель явлений, происходящих в элементе конструкции, позволяет использовать для построения моделей сопротивления железобетонных элементов конструкций транспортных сооружений воздействию агрессивных сред методы механики сплошной среды и, в частности, метод, основанный на использовании теории структурных параметров. Согласно теории структурных параметров для любого процесса, происходящего в сплошной среде, может быть построено некоторое уравнение состояния, из которого характеристики процесса определяются как функции параметров внешнего воздействия и структурных параметров. Для структурных параметров составляются

кинетические уравнения, по которым их можно определить в зависимости от истории нагружения, температуры и других внешних воздействий. При построении таких уравнений обычно полагается, что структурные параметры макроскопические и их можно вводить формально, но при необходимости им можно придать некоторый физический смысл. Используя эти уравнения и исключая внутренние параметры, можно определить характеристики процессов деформирования и разрушения, не исследуя при этом микроструктуру. В общем случае структурные параметры вводятся с помощью гипотез, опирающихся на экспериментальные и теоретические исследования. В случае воздействия агрессивной среды в дополнение к механическим параметрам вводятся физико-химические параметры. Описанный феноменологический подход применительно к задаче моделирования поведения материалов и конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами, был предложен И.Г. Овчинниковым.

Для описания процесса деформирования широко используется система параметров, включающая напряжение  $\sigma$ , деформацию  $\varepsilon$ , температуру  $T$ , поврежденность  $\Pi$  и время  $t$ . Для того, чтобы описать процесс деформирования и разрушения конструктивного элемента в агрессивной среде, в систему определяющих параметров следует добавить дополнительные параметры  $q_i$  ( $i = 1, \dots, n$ ), учитывающие характерные особенности воздействия агрессивной среды. Тогда реологическое уравнение состояния, связывающее все параметры, в общем виде может быть записано:

$$\Phi(\sigma, \varepsilon, \sigma', \varepsilon', T, \Pi, q_1, \dots, q_n) = 0. \quad (2.1)$$

Для того, чтобы построить кинетические уравнения, описывающие изменение параметров  $q_1, \dots, q_n$ , нужно идентифицировать эти параметры.

Рассмотренная выше расчетная физическая модель явлений, происходящих в железобетонном элементе конструкции, позволяет следующим образом идентифицировать эти параметры:

$q_1 = C$  – параметр, характеризующий распределение влияния агрессивной среды по объему конструктивного элемента;

$q_2 = \mu$  – параметр химического взаимодействия, характеризующий уровень химических превращений при взаимодействии материалов конструкции с агрессивной средой;

$q_3 = \psi$  – параметр сплошности, характеризующий уровень коррозионного поражения армирующего компонента в железобетонном конструктивном элементе.

Так как концентрация агрессивной среды  $C$  в точке конструктивного элемента изменяется с течением времени и зависит от положения точки по отношению к поверхности конструктивного элемента, то уравнение, описывающее изменение параметра  $C$ , должно иметь форму уравнения массопереноса:

$$\partial C / \partial t = \operatorname{div}(D \operatorname{grad} C) - g(C) \quad (2.2)$$

Здесь  $D = D(\sigma, \varepsilon, T, \Pi, C, \mu)$  – коэффициент диффузии,  $g(C)$  – функция, учитывающая связывание агрессивной среды в процессе химических превращений.

Принимая в качестве рабочей гипотезы линейную дифференциальную форму для малых изменений параметра химического взаимодействия  $\mu$ , поврежденности  $\Pi$ , температуры  $T$ , параметра  $C$  и времени  $t$ , можем записать:

$$d\mu = f_1 dt + f_2 dC + f_3 d\Pi + f_4 dT, \quad (2.3)$$

где  $f_1, f_2, f_3, f_4$  – функции параметров  $\mu, C, \Pi, T$ .

Параметр сплошности  $\psi$  изменяется от 1 в начальный момент времени до  $\psi_0$  в момент коррозионного разрушения армирующего компонента. Уравнение для этого параметра имеет форму уравнения массопереноса:

$$\partial\psi/\partial t = \text{div} (G \text{grad}\psi), \quad (2.4)$$

где  $G$  – коэффициент, характеризующий коррозионное сопротивление материала.

Добавляя к приведенным выше соотношениям уравнения равновесия конструктивного элемента, геометрические соотношения и уравнения неразрывности, а также учитывая начальные и граничные условия, соответствующие каждой группе уравнений, получим полную систему уравнений, описывающих поведение конструктивного железобетонного элемента в агрессивной среде и представляющих собой модель сопротивления железобетонного конструктивного элемента воздействию нагрузки и агрессивной среды.

В каждом конкретном случае, в зависимости от характера агрессивной среды, часть из трех введенных физико-химических параметров может быть исключена из рассмотрения, а другая часть параметров преобразована к виду, более удобному для использования в рассматриваемом случае.

Например, хлоридсодержащая среда может быть с феноменологической точки зрения отнесена к физически активным средам, интенсивность влияния которой на механические характеристики компонентов железобетона зависит от концентрации среды  $C$  в рассматриваемой точке конструктивного элемента. В этом случае параметр химического взаимодействия  $\mu$  исключается из рассмотрения, а параметр сплошности  $\psi$  заменяется интегральным параметром  $\delta$ , характеризующим глубину коррозионного поражения армирующего элемента [3].

В случае же сульфатсодержащей среды имеют место и проникание агрессивной среды в конструктивный элемент и химическое взаимодействие проникшей среды с бетоном, поэтому для описания полной картины взаимодействия сохраняются оба параметра, и  $C$  и  $\mu$ . При этом параметр сплошности  $\psi$ , как и в случае хлоридной коррозии, заменяется



интегральным параметром  $\delta$ , характеризующим глубину коррозионного поражения армирующего элемента [4].

При воздействии агрессивной среды на конструктивный элемент в зависимости от соотношения скорости диффузии  $V_{\text{дифф}}$  и скорости химического взаимодействия  $V_{\text{хим}}$  процесс деградации механических свойств бетона может протекать в различных кинетических областях [5]. Если  $V_{\text{дифф}} \ll V_{\text{хим}}$ , то деградация происходит в слое конструктивного элемента, концентрация агрессивной среды в котором превышает критическую величину. При этом скорость движения фронта деградации механических свойств будет определяться скоростью проникания в конструктивный элемент агрессивной среды, то есть деградация будет происходить во внешней диффузионно-кинетической области. Если же  $V_{\text{дифф}} \gg V_{\text{хим}}$ , то после окончания распределения агрессивной среды по объему конструктивного элемента деградация механических свойств протекает практически по всему объему, то есть во внутренней кинетической области. При этом скорость деградации механических свойств в каждой точке конструктивного элемента будет зависеть от концентрации среды в этой точке, температуры и поврежденности в этой точке и в общем случае будет различной. Наконец, если  $V_{\text{дифф}} \approx V_{\text{хим}}$ , то деградация происходит в некоторой зоне, которая с течением времени увеличивается и может достичь размеров всего конструктивного элемента. В этом случае деградация механических свойств протекает во внутренней диффузионно-кинетической области.

Введем в рассмотрение характерное время деградации  $\tau_{\text{дегр}}$ , то есть время, в течение которого основные механические свойства изменятся от исходного до некоторого конечного значения по объему конструктивного элемента.

Если на элемент конструкции действует физически активная среда (например, хлоридсодержащая), то характерное время деградации определится из условия завершения процесса диффузионного насыщения  $F_0 = 1$  ( $F_0$  – число Фурье), то есть:

$$\tau_{\text{дегр}} = h^2/4D, \quad (2.5)$$

где  $h$  – характерный размер конструктивного элемента.

При деградации во внешней диффузионно-кинетической области  $\tau_{\text{дегр}}$  равно времени до смыкания фронтов деградации, а во внутренней диффузионно-кинетической области – времени развития зоны деградации до объема всего конструктивного элемента.

В случае же однородной по объему конструктивного элемента деградации, протекающей во внутренней кинетической области, характерное время деградации соответствует времени изменения параметра химического взаимодействия  $\mu$  от начального до конечного значения.

Так как один и тот же материал в зависимости от температуры, продолжительности деформирования, характера нагружения, степени армирования может проявлять и реономные и склерономные свойства, то для упрощения инженерных расчетов можно разграничить области применения реономных и склерономных моделей материалов. Для этого следует сопоставить время релаксации процессов деформирования в рассматриваемом конструктивном элементе  $\tau_{\text{релакс}}$  с характерным временем деградации  $\tau_{\text{дегр}}$ .

Сопоставляя эти характерные времена, получим следующие расчетные ситуации:

1. При  $\tau_{\text{релакс}} \ll \tau_{\text{дегр}}$  имеем два случая:

А) если проектировщика интересует характер изменения напряженно-деформированного состояния конструктивного элемента в период до  $\tau_{\text{релакс}}$ , то материал считается реономным, а воздействие агрессивной среды можно практически не учитывать;

Б) если проектировщика интересует поведение конструктивного элемента в течение времени  $t > \tau_{\text{релакс}}$ , то материал можно считать склерономным, так как процессы релаксации и деформирования завершатся гораздо раньше, чем процесс деградации. В расчетах следует использовать равновесные значения механических характеристик с учетом их изменения под влиянием агрессивной среды.

2. При  $\tau_{\text{дегр}} \ll \tau_{\text{релакс}}$  также имеем два случая:

А) если проектировщика интересует поведение конструктивного элемента в течение времени  $\tau_{\text{дегр}}$ , то в расчетах следует использовать склерономные модели материала с учетом изменения механических характеристик под влиянием агрессивной среды;

Б) если проектировщика интересует поведение конструктивного элемента в течение времени  $t > \tau_{\text{дегр}}$ , то можно не учитывать кинетику взаимодействия конструктивного элемента с агрессивной средой, а выполнять расчет по реономным моделям с использованием значений механических характеристик, соответствующих деградировавшему материалу.

3. Если характерное время деградации сопоставимо с временем релаксации, то расчет следует вести с использованием реономных моделей с учетом изменения механических характеристик под влиянием агрессивной среды.

4. Если материал конструктивного элемента и в исходном состоянии и после воздействия агрессивной среды сохраняет склерономные свойства, то расчет конструктивного элемента производится по склерономным моделям с учетом изменения свойств вследствие воздействия агрессивной среды.

## 2.2. Взаимодействие нагруженных железобетонных элементов конструкций с хлоридсодержащими агрессивными средами

На основе анализа экспериментальных исследований по взаимодействию нагруженных железобетонных элементов конструкций с хлоридсодержащими средами [212, 220, 226, 239, 255], процесс их коррозионного разрушения вследствие хлоридной агрессии может быть представлен в виде следующей последовательности стадий и событий:

0) работа защитного покрытия на элементе конструкции в течение инкубационного периода, до начала проникания хлоридов в конструктивный элемент;

1) проникание хлоридов в конструктивный элемент и распределение их по его объему, появление наведенной неоднородности механических свойств бетона изменяющейся с течением времени и определяемой концентрацией хлоридов в данной точке материала;

2) наступление условий, при которых начинается коррозия арматуры;

3) развитие коррозионного поражения арматуры, приводящего к уменьшению её сечения, образованию продуктов коррозии, объем которых превышает первоначальный;

4) наступление условий, при которых начинается процесс коррозионного растрескивания бетона вокруг корродирующей арматуры;

5) прорастание трещины сквозь бетон до поверхности конструктивного элемента;

6) отслаивание защитного слоя бетона под давлением продуктов коррозии арматуры;

7) работа конструктивного элемента с отслоившимся защитным слоем и нарушение сцепления прородированной арматуры с бетоном;

8) разрушение конструктивного элемента вследствие наступления предельного состояния какого-либо вида.

Снижение несущей способности конструктивного элемента вследствие коррозионного разрушения отображено на рис. 2.1.

В первой части настоящей монографии будут рассмотрены в основном первые три стадии. Остальные стадии взаимодействия хлоридсодержащей среды с железобетонными конструкциями будут исследоваться во второй части монографии.

Срок службы железобетонных конструкций во многом определяется защитными свойствами бетона по отношению к арматуре. Щелочная природа и плотность бетона представляют химический и материальный барьер против проникновения хлоридов, воды и кислорода, которые являются основными факторами, инициализирующими и поддерживающими коррозию арматуры в железобетонных конструкциях.

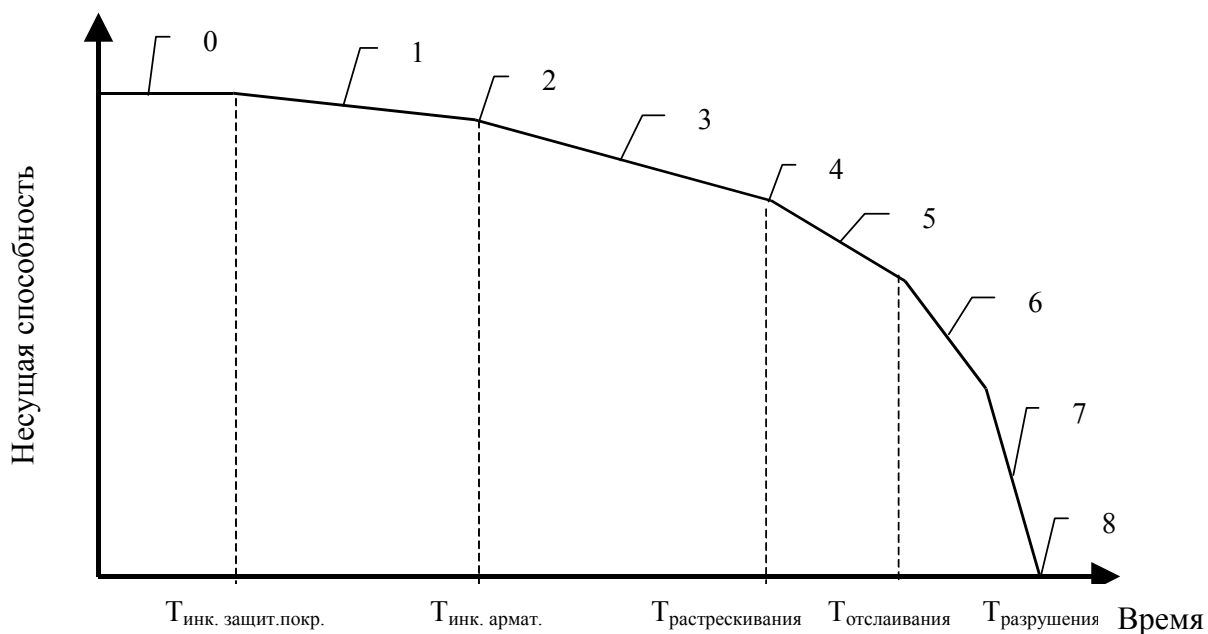


Рис. 2.1. Диаграмма снижения несущей способности под воздействием хлоридсодержащей среды

Моделирование проникновения хлоридов – один из важных элементов проектирования новых и оценки надежности уже существующих железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях воздействия хлоридсодержащих сред.

Во многих существующих методах прогнозирования срока службы конструкции его стремятся связать с инкубационным периодом, т.е. периодом времени, затрачиваемым на проникание хлоридов через защитный слой бетона и инициализацию коррозии арматуры. Коррозионный износ рабочего сечения армирующих элементов существенно снижает надежность сечения конструкции и может даже привести к изменению модели нагружения конструктивного элемента. Образующиеся продукты коррозии могут вызвать растрескивание, и даже отслаивание защитного слоя бетона (см. рис. 2.2).

В работах [226, 255] отмечается, что моделирование проникания хлоридов и коррозионного поражения арматуры является важной задачей не только потому, что понижение рабочего сечения армирующих элементов существенно снижает прочность сечения, но и потому, что объем продуктов коррозии больше объема проржавевшей стали. Пористая структура бетона может до некоторой степени поглощать более высокий объем продуктов коррозии, некоторая часть их может быть рассеяна через капилляры в бетоне. Однако в некоторый момент времени, когда общее количество продуктов коррозии превысит количество, необходимое для заполнения пористой области вокруг армирующего элемента, дальнейшее образование продуктов коррозии будет создавать расширяющее давление на окружающий бетон. Накопление продуктов коррозии на арматурных

стержнях и понижение в высоте ребер профиля арматуры приводит к понижению прочности связи между арматурой и окружающим бетоном. Расширение бетона вокруг арматуры вызывает растягивающие напряжения в бетоне. Через некоторое время, при продолжающемся процессе коррозионного поражения арматуры, растягивающие напряжения достигнут критической величины и инициируют развитие коррозионных трещин в защитном слое бетона, ориентированных вдоль арматурных стержней. С дальнейшим ростом объема продуктов коррозии ширина раскрытия трещины увеличивается, что в результате часто приводит к отслаиванию защитного слоя бетона. Каждое из описанных явлений в той или иной степени вызывает понижение прочности связи между арматурой и бетоном, результатом чего может стать потеря их совместного действия, что значительно понизит прочность и изменит работу конструктивного элемента.

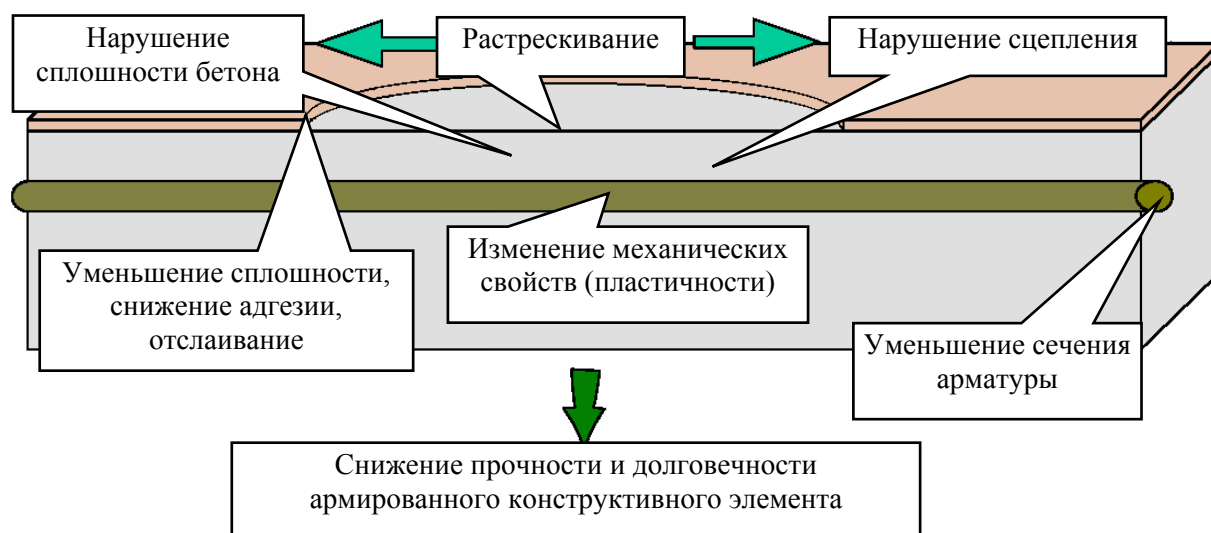


Рис. 2.2. Последствия коррозионного поражения железобетонной конструкции

При расчете конструкций в условиях коррозионного поражения [239] необходимо учитывать дополнительный эксцентриситет, возникающий вследствие асимметрично распределенной неоднородности механических свойств материала и коррозионного износа армирующих элементов, вызванных локальным воздействием агрессивной среды.

Учитывая стадийность процесса коррозионного поражения армированного конструктивного элемента, можно сформулировать ряд задач, решение которых необходимо для разработки полной модели взаимодействия нагруженного конструктивного армированного элемента с агрессивной хлоридсодержащей средой при сложных граничных условиях на поверхности конструктивного элемента.

*Кинетика проникания агрессивной среды:*

1) разработка модели проникания хлоридсодержащей среды в конструктивный элемент при наличии защитного покрытия на поверхности элемента либо при воздействии хлоридсодержащей среды на часть поверхности конструктивного элемента, учитывая различные типы граничных условий;

2) разработка алгоритма и программы решения соответствующего уравнения диффузии при сложных граничных условиях, с целью реализовать процедуру определения концентрационных полей;

3) численное исследование распределения концентрационных полей по сечению и их изменения во времени для различных типов конструктивных элементов и различных граничных условиях на их поверхности;

4) анализ необходимости учета влияния арматурных стержней на распределение концентрационных полей;

5) исследование влияния различных факторов на кинетику проникания хлоридсодержащей среды в конструктивный элемент (водоцементное отношение, напряженно-деформированное состояние, температура и др.).

*Иницирование коррозионного поражения арматуры:*

1) исследование влияния различных формулировок начала коррозионного процесса на характер коррозионного разрушения и на продолжительность инкубационного периода;

2) построение модели коррозионного поражения арматуры, учитывающей влияние концентрации и потока хлоридсодержащей среды на кинетику коррозии.

*Растрескивание и отслаивание защитного слоя бетона:*

1) разработка модели, позволяющей оценить время наступления начала коррозионного растрескивания защитного слоя материала конструктивного элемента;

2) построение модели, описывающей процесс отслаивания защитного покрытия вследствие роста продуктов коррозии на арматурном стержне;

3) разработка полной модели деформирования конструктивного элемента под действием нагрузки и хлоридсодержащей среды;

4) исследование влияния различных режимов нагружения и воздействия хлоридсодержащей среды на напряженно-деформированное состояние конструктивных элементов (центральное сжатие, внецентренное сжатие, изгиб, косой изгиб, анализ влияния несимметричности воздействия среды на изменение характера нагружения и схемы работы конструктивного элемента).

### 2.1.1. Проникание хлоридов в объем конструктивного элемента и влияющие факторы

Анализ литературных источников [85, 86, 130, 131] и экспериментальных данных, описанных в предыдущем параграфе, показывает, что ки-

нетику проникания хлоридсодержащих сред в композитные материалы можно описывать с помощью уравнения активированной диффузии. При использовании диффузионной модели распределение концентрационного поля по объему конструктивного элемента определяется из решения  $n$ -мерного дифференциального уравнения массопереноса с соответствующими краевыми условиями (где  $n$  – размерность, определяемая характером воздействия внешней среды и геометрическими характеристиками исследуемого объекта), которое в общем случае имеет вид:

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = \operatorname{div} \left( \sum_{k=2}^N D_{ik} \operatorname{grad} C_k \right) - \operatorname{div}(C_i W) \pm Q_{mi} \quad (i=1,2,\dots,N). \quad (2.6)$$

Здесь  $C_i$  – концентрация  $i$ -го компонента агрессивной среды;  $t$  – время;  $D_{ik}$  – коэффициент диффузии  $i$ -го компонента агрессивной среды под действием диффузии  $k$ -го компонента;  $W$  – скорость конвективного переноса массы;  $Q_{mi}$  – параметр, учитывающий добавление или убыль  $i$ -го компонента среды за счет химических реакций;

$$\operatorname{grad} C = \partial C / \partial x \cdot \vec{i} + \partial C / \partial y \cdot \vec{j} + \partial C / \partial z \cdot \vec{k};$$

$$\operatorname{div} \vec{F} = \partial F_x / \partial x + \partial F_y / \partial y + \partial F_z / \partial z.$$

Процесс конвективного переноса обычно происходит в гетерогенных телах и представляет собой движение сред по микро- и макротрещинам, пустотам и другим подобным дефектам структуры.

Согласно основным положениям термодинамики необратимых процессов коэффициенты диффузии не зависят от градиентов концентрации, но являются функциями локальных параметров состояния системы: температуры, давления, концентрации. Определенное влияние на коэффициенты диффузии сред в реальные материалы оказывают механические напряжения и деформации.

Массоперенос в капиллярно-пористых средах описывается теми же уравнениями, что и в однородных средах. Однако в расчет вводится величина эффективного коэффициента диффузии  $D_{эфф}$ , который связан с действительным соотношением:

$$D_{эфф} = D \cdot \varepsilon, \quad (2.7)$$

где  $\varepsilon$  – коэффициент пористости, который в неявной форме учитывает диаметр, количество и извилистость поровых каналов. В дальнейшем в работе под коэффициентом диффузии подразумевается эффективный коэффициент диффузии.

В практике инженерных расчетов чаще всего оказывается, что перекрестные эффекты мало влияют на массоперенос. Поэтому в аналитических и численных решениях задач их обычно не учитывают. Наибольшие затруднения, как правило, вызывает отсутствие необходимых экспери-

ментальных данных – числовых коэффициентов уравнений, определенных с достаточной степенью достоверности.

Принимая гипотезы об однокомпонентности диффундирующей среды и пренебрежимо малом влиянии конвективного переноса, исходное уравнение (2.1) запишем в виде:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \operatorname{div}(D \operatorname{grad} C) - g(C), \quad (2.8)$$

где  $g(C)$  – скорость изменения концентрации среды вследствие химического взаимодействия. Часто принимают:

$$g(C) = kC, \quad (2.9)$$

где  $k$  – константа связывания.

Применительно к декартовой системе координат уравнение (2.3) имеет следующий вид:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( D \frac{\partial C}{\partial z} \right) - g(C). \quad (2.10)$$

Для нахождения распределения концентрации хлоридов  $C$  по объему конструктивного элемента в любой момент времени нужно решить уравнение (2.3) с начальными и граничными условиями, соответствующими рассматриваемой задаче. Начальное условие определяется заданием закона распределения концентрационного поля хлоридов в начальный момент времени. Обычно для диффузионных задач на границе могут быть заданы [85, 86]: 1) концентрация, 2) поток вещества и 3) поток, определенный через коэффициент массопереноса и концентрацию вещества во внешней среде.

Экспериментальные исследования процессов диффузии [255] показывают, что распределение концентрации диффундирующего вещества на практике обычно более крутое, резкое, что не соответствует закону Фика. Для учета указанной и многих других особенностей массопереноса коэффициент диффузии считают не постоянной величиной для данного материала, а некоторой функцией концентрации, координат, времени и других переменных [85, 86, 180].

### **Краевые условия**

Для решения дифференциального уравнения массопереноса необходимо задать краевые условия, которые включают начальные и граничные условия данной конкретной задачи. Начальное условие определяется заданием закона распределения концентрационного поля хлоридов в начальный момент времени:

$$C(x, y, z, 0) = f(x, y, z)|_{t=0}, \quad (2.11)$$

где  $x, y, z$  – координаты точек.



Граничные условия принято классифицировать на четыре типа [85].

Граничное условие первого рода состоит в задании закона распределения концентрации хлоридов на поверхности конструктивного элемента в любой момент времени:

$$C_{\text{п}}(t) = f_C(t)|_{(x,y,z) \in \text{поверхности}} \quad (2.12)$$

В частном случае распределение концентрации хлоридов на поверхности не меняется с течением времени, т.е.  $C_{\text{п}} = \text{const}$ . В телах конечных размеров при  $C_{\text{п}} = \text{const}$  в результате постепенного выравнивания концентрация вещества стремится принять равновесное значение  $C_{\text{п}} = C_{\infty}$  по всему объему тела.

Данному типу граничных условий на неизолированных поверхностях соответствуют случаи контактирования и полного погружения образца с неизолированными поверхностями в жидкую среду в условиях ее хорошего перемешивания [180, 95].

Граничное условие второго рода состоит в задании плотности потока массы  $q_{\text{м}}$  в каждой точке поверхности конструктивного элемента как функции времени:

$$q_{\text{м}} = f_{\text{м}}(t)|_{(x,y,z) \in \text{поверхности}} \quad (2.13)$$

В простейшем случае плотность потока массы постоянна  $q_{\text{м}} = \text{const}$ .

Граничные условия второго рода реализуются при сушке влажных тел, когда в первом периоде сушки интенсивность сушки постоянна [180], задание нулевого потока на поверхности соответствует случаю ее полной изоляции от внешней среды.

Граничное условие третьего рода заключается в задании концентрации хлоридов в окружающей среде  $C_{\text{с}}(t)$  и закона массообмена между поверхностью тела и окружающей средой:

$$D \left( \frac{\partial C}{\partial n} \right)_n + \alpha_{\text{м}} [C_{\text{п}}(t) - C_{\text{с}}(t)] = 0, \quad (2.14)$$

где  $\alpha_{\text{м}}$  – коэффициент массообмена.

Граничные условия третьего рода реализуются при слабом движении внешней среды, при малоинтенсивном перемешивании. При интенсификации перемешивания отношение  $(D/\alpha_{\text{м}}) \rightarrow 0$ , так как  $\alpha_{\text{м}} \rightarrow \infty$ , и граничные условия третьего рода переходят в граничные условия первого рода [180]. К данному типу граничных условий относится массообмен между окружающей воздушно-влажной средой и неизолированной поверхностью бетона [95].

Граничное условие четвертого рода соответствует идеальному контакту поверхностей двух тел:

$$C_{\text{п1}} = C_{\text{п2}}, \quad (2.15)$$

где индексы соответствуют поверхностям первого и второго тел. Кроме того, на границе контакта должно соблюдаться равенство диффузионных потоков:

$$D_1 \left( \frac{\partial C}{\partial n} \right)_1 = D_2 \left( \frac{\partial C}{\partial n} \right)_2. \quad (2.16)$$

Данный вид граничного условия соответствует границе контакта двух разнородных материалов в составе композитного, описывает условия на границе вторичная защита (например, эпоксидное покрытие) – бетон или на границе бетон-арматура.

Частным случаем перечисленных условий является периодическое или аperiodическое воздействие внешней среды с изменением ее концентрации. Возможны также комбинации указанных граничных условий.

В работе [201] приведены экспериментальные данные, полученные различными авторами, по концентрации хлоридов на поверхности конструктивных элементов в различных условиях эксплуатации (табл. 2.1).

Т а б л и ц а 2 . 1

Средние значения поверхностной концентрации хлоридов

	Местоположение	Возраст, годы	Концентрация хлоридов на поверхности, % по массе бетона	
			диапазон	среднее
Строения	Плита проезжей части моста в США	13	0,56 – 0,65	0,60
	Приливно-отливная и зона брызг, Сингапур	24	0,18 – 0,43	0,29
	Погруженные, приливно-отливные и зоны брызг, Австралия	14	0,08 – 0,36	0,24
	Мост и гавань, Дания, приливно-отливные и зоны брызг и распыления	15	0,01 – 0,37	0,22
		20	0,20 – 0,46	0,32
	Дамба, Великобритания	30	0,09 – 0,13	0,11
	Морской форт, Великобритания, приливно-отливная и зона брызг	34	0,18 – 0,71	0,41
	Прибрежный пирс, Норвегия, зона брызг, подветренные поверхности	15	0,18 – 0,61	0,32
	Прибрежные строения, Япония, зона брызг	17	0,08 – 0,25	0,15
		23	0,31 – 0,80	0,44
30		0,03 – 0,74	0,31	
32		0,23 – 0,52	0,38	
58		0,13 – 0,37	0,26	
58	0,70 – 0,98	0,82		
Испытания	Зона брызг, Великобритания	6	0,20 – 0,67	0,42
	Приливно-отливная зона, Великобритания	5	0,17 – 0,96	0,54
	Прибрежная экспозиция, Норвегия	2	0,39 – 1,06	0,62
	Приливно-отливная зона, Япония	4	0,56 – 0,76	0,64
	Морская экспозиция, Япония	6	0,15 – 0,82	0,42

Значения поверхностной концентрации хлоридов ( $C_{\text{п}}$ ), характерные при экспозиции в условиях воздействия морской среды и солей-антиобледенителей, приведены в работе [224]. Для железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях воздействия морской среды (приливно-отливные и зоны брызг), характерной для Великобритании, значение  $C_{\text{п}}$  принимается равным 0,4 % по массе бетона.

Воздействие хлоридсодержащих растворов, вызванное применением солей-антиобледенителей, так же как и солевых туманов, носит периодический характер. Поверхностная концентрация хлорида, в данном случае, может значительно изменяться вследствие воздействия дождя или других растворов. Для неповрежденных мостовых опор полученные значения  $C_{\text{п}}$  изменяются от 0,02 до 0,17 % к массе бетона со средним значением примерно 0,09 %. Для мостов, построенных в разное время, приведены значения  $C_{\text{п}}$  от 0,03 до 0,09 % к массе бетона. Для тавровой балки автостоянки значения  $C_{\text{п}}$  находятся в диапазоне от 0,08 до 0,26 % к массе бетона, что может быть объяснено малой вероятностью размывания хлоридов.

### 2.1.2. Учет влияния различных факторов

на кинетику проникания хлоридов в объем конструктивных элементов

Коэффициент диффузии является не физической константой для материала конструктивного элемента, а переменной, зависящей от ряда параметров. Согласно экспериментальным исследованиям [117, 130, 131, 232, 255] можно заключить, что наиболее важными параметрами являются: водоцементное отношение, температура, количество добавок, напряженное состояние, концентрация агрессивной среды.

Воздействие данных факторов на коэффициент диффузии можно учесть с помощью функций влияния [116, 131]. В случае рассмотрения зависимости коэффициента диффузии от водоцементного отношения ( $W$ ), температуры ( $T$ ) и напряженного состояния бетона ( $\sigma$ ) выражение для его определения будет иметь вид:

$$D = D_0 f_W(W) f_T(T) f_{\text{ндс}}(\sigma), \quad (2.17)$$

где  $D_0$  – коэффициент диффузии при некоторых базовых значениях водоцементного отношения и температуры в ненапряженном бетоне.

Рассмотрим более подробно влияние этих факторов.

**Температура.** Значительное влияние температуры на кинетику проникания главным образом вызвано тепловой активацией диффузионного процесса. С повышением температуры интенсивность теплового движения и его энергетические характеристики возрастают, а свободный объем, один из факторов, необходимых для элементарного акта диффузии – перемеще-

ния молекулы среды, увеличивается (тепловое расширение), что определяет возрастание коэффициента диффузии по закону Больцмана:

$$D = D_* \exp(-E/RT), \quad (2.18)$$

где  $R$  – универсальная газовая постоянная;  $E$  – энергия активации;  $T$  – абсолютная температура;  $D_* = \delta^2/6\tau$  – предэкспоненциальный множитель ( $\tau = 10^{-12}$  с – период теплового колебания);  $\delta$  – длина пути перескока молекулы.

Влияние температуры может быть представлено функцией [204]:

$$f_T(T) = \exp k_T \left( \frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right), \quad (2.19)$$

где  $T_0$  – базовая температура, К;  $k_T$  – отношение энергии активации молекулы при переходе на вакантное место, к газовой постоянной, К. Значение параметра  $k_T$  [204] находится в диапазоне от 6000 К для В/Ц = 0,4 до 3850 К для В/Ц = 0,6. В работе [204] применялось значение  $k_T = 5450$ К.

**Водоцементное отношение.** Влияние В/Ц отношения можно объяснить закреплением хлорида. Только свободные ионы хлора важны для коэффициента диффузии  $D$ . С увеличением В/Ц отношения меньшее количество хлорида связывается, и  $D$  соответственно увеличивается.

Экспериментальные данные [204] свидетельствуют, что зависимость коэффициента диффузии от водоцементного отношения может быть описана функцией:

$$f_W(W) = \exp k_W \left( \frac{1}{W_0} - \frac{1}{W} \right), \quad (2.20)$$

где  $k_W$  – коэффициент.

В работе [255] для расчета коэффициента диффузии  $D$  ( $10^{-12}$  м<sup>2</sup>/с) использовалось выражение:

$$D = 11,146 - 31,025 \cdot W - 1,941 \cdot T + 38,212 \cdot W^2 + 4,48 \cdot W \cdot T + 0,024 \cdot T^2. \quad (2.21)$$

Зависимость коэффициента диффузии от водоцементного отношения и температуры отражена на рис. 2.3.

На рис. 2.4 приведены экспериментально определенные значения коэффициента диффузии [224] для бетонов с различным водоцементным отношением при экспозиции в морской среде более пяти лет.

В работе [200] отмечается, что значение коэффициента диффузии хлоридов в значительной степени зависит от качества бетона, в том числе и от водоцементного отношения (см. табл. 2.2).

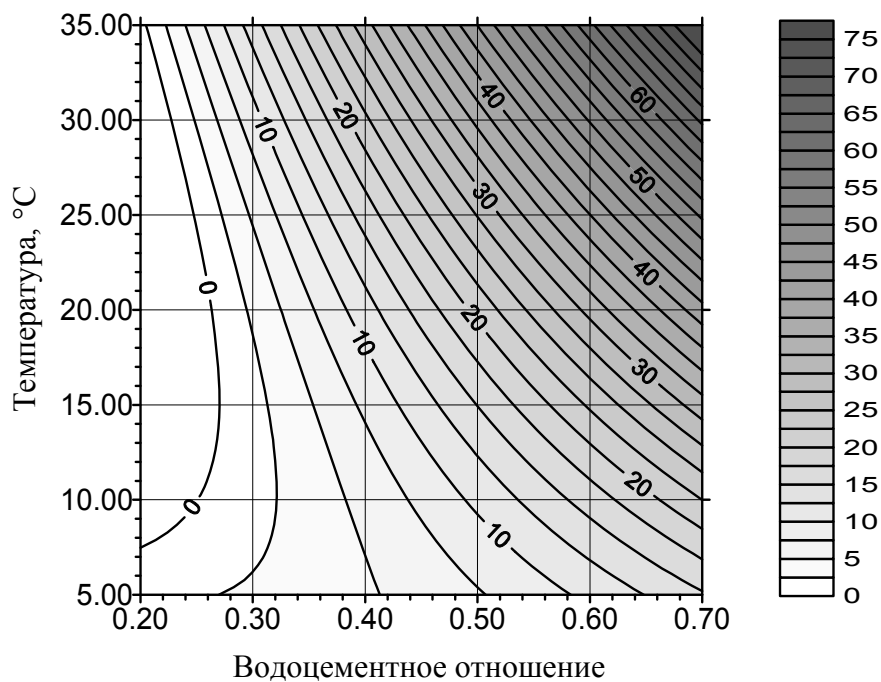


Рис. 2.3. Коэффициент диффузии  $D$  ( $10^{-12} \text{ м}^2/\text{с}$ ) как функция водоцементного отношения и температуры

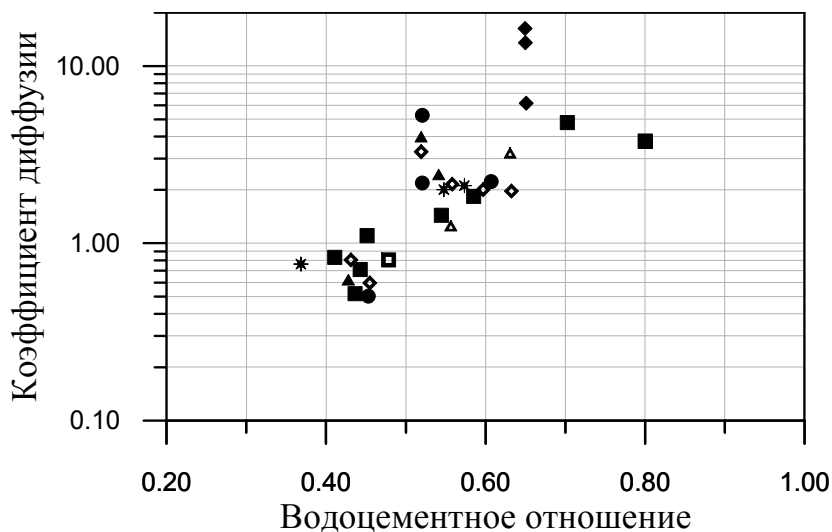


Рис. 2.4. Коэффициент диффузии  $D$  ( $10^{-12} \text{ м}^2/\text{с}$ ) для бетонов с различным водоцементным отношением

Таблица 2.2  
Зависимость коэффициента диффузии от качества бетона

Параметры	Качество бетона		
	высокое	среднее	низкое
Водоцементное отношение	< 0,4	0,4 – 0,5	> 0,5
Предел прочности при сжатии, МПа	> 50	40 – 50	< 40
Визуальное состояние	без видимых повреждений	трещины	отслоения
Коэффициент диффузии, $\text{м}^2/\text{с}$	$1,6 \times 10^{-13}$	$1,6 \times 10^{-12}$	$1,6 \times 10^{-11}$

**Концентрация хлоридов.** Неравномерность распределения среды возрастает и ближе соответствует экспериментальным данным, если считать, что коэффициент диффузии увеличивается с повышением концентрации:  $D = D(C, t, x, y, z)$ .

В работе [255] отмечается, что:

коэффициент диффузии зависит от концентрации хлоридов, возможно в результате гидратации ионов хлора;

диффузия хлорида должна быть сбалансирована или одновременной диффузией противоположно заряженных ионов или встречной диффузией идентично заряженных ионов;

значительное количество проникшего хлорида связывается в защитном слое или адсорбцией или химической реакцией. Более 50 % хлоридов в цементной пасте может быть связано, что задерживает проникание хлоридов;

проникание хлоридов может изменять структуру пор и, как следствие, влиять на эффективный коэффициент диффузии и механические свойства материала.

Анализ экспериментальных данных по глубине нейтрализации бетона агрессивными растворами [158] также свидетельствует о зависимости коэффициента диффузии от концентрации диффундирующего вещества. Рассчитанные по методу наименьших квадратов, значения эффективного коэффициента диффузии ионов хлора в тяжелый бетон составили:  $1,162 \cdot 10^{-12}$  м<sup>2</sup>/с для 1 %-й HCl и  $1,539 \cdot 10^{-11}$  м<sup>2</sup>/с для 0,1 %-й HCl.

**Добавки в бетон.** Добавление золы-уноса в бетон существенно влияет на проникание хлорида (см. рис. 2.1), замедление проникания объясняется изменениями в строении пор, вызванными добавкой.

В табл. 2.3 приведены экспериментальные значения [255] коэффициента диффузии хлорида в бетон для двух значений водоцементного отношения и различного количества добавок (% золы-уноса) при температуре  $T = 20$  °С.

Т а б л и ц а 2 . 3

Водоцементное отношение	Количество добавок, % золы-уноса				
	0	3	6	10	20
	Коэффициент диффузии $D$ ( $10^{-12}$ м <sup>2</sup> /с)				
0,3	3,8	2,0	0,42	0,12	0,05
0,5	22	13	4,2	1,6	0,3

На рис. 2.5 графически представлены данные [224], отражающие зависимость коэффициента диффузии хлоридов в бетоны с различным водоцементным отношением от количества внесенных добавок.

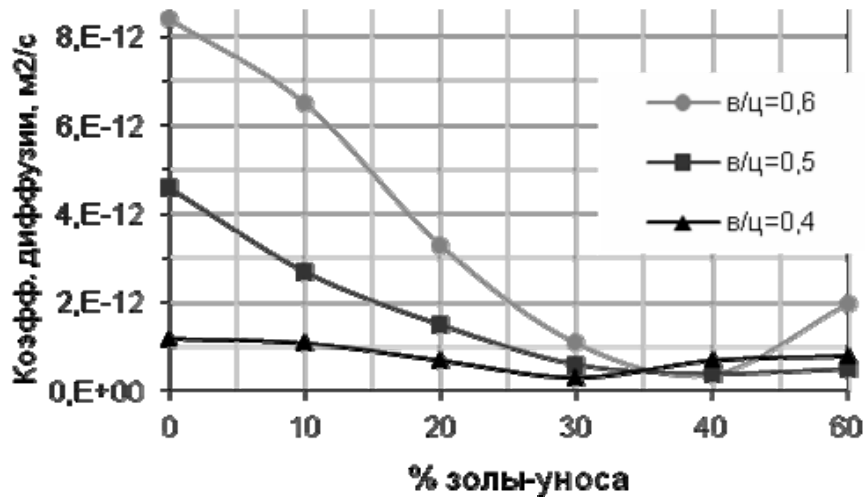


Рис. 2.5

**Время.** Коэффициент диффузии с течением времени уменьшается вследствие блокирования или уменьшения в размерах пор, вызванных увеличением степени гидратации и ионами хлора, которые, проникая через бетон, вступают в реакцию с продуктами гидратации. В работе [202] предложена зависимость для определения коэффициента диффузии как функции времени. Зависимость основывается на данных, полученных при восьмилетнем исследовании бетонов в условиях морского климата в Шотландии. Приведенная зависимость имеет вид:

$$D(t) = k_t t^m. \quad (2.22)$$

Зависимость коэффициента диффузии от времени для трех типов бетона графически отображена на рис. 2.6. Приведенным на рисунке графикам соответствуют следующие значения коэффициентов уравнения (2.17):  $k_t = 5 \cdot 10^{-12} \text{ м}^2/\text{с}$ ,  $m_1 = -0,7$ ;  $m_2 = -0,6$ ;  $m_3 = -0,25$ .

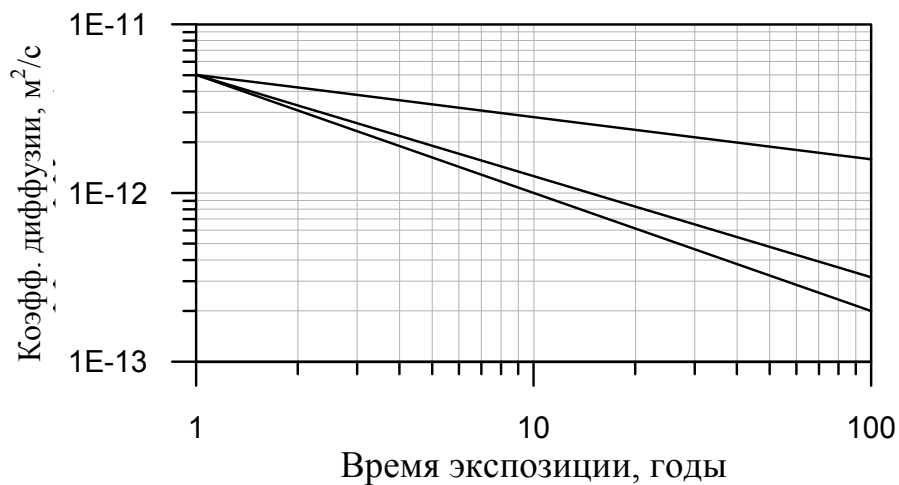


Рис. 2.6

**Напряженно-деформированное состояние.** Как показывают экспериментальные данные [130, 131], напряженно-деформированное состояние конструктивного элемента оказывает существенное влияние на распределение концентрационного поля по его объему. Характер изменения характеристик массопереноса под влиянием напряженно-деформированного состояния определяется изменением структуры бетона. Ввиду того, что в бетоне изначально имеется система случайно распределенных структурных дефектов в виде микротрещин, трещин капилляров и пор, определяющих характеристики массопереноса в материале, влияние на них внешних нагрузок и деформаций имеет следующую особенность.

При нагрузках, вызывающих увеличение объема, свободный объем также увеличивается (раскрытие внутренних дефектов, микротрещин), что приводит к возрастанию предельного поглощения внешней среды  $C_\infty$  и коэффициента диффузии. Нагрузки, вызывающие уменьшение объема, наоборот, приводят к закрытию внутренних дефектов и, как следствие, уменьшению коэффициента диффузии.

В исследованиях влияния напряженного состояния на проницаемость материалов экспериментальные данные получают, проводя сопоставления с использованием начального напряжения  $\sigma = N/F$ . Однако эти данные носят приближенный характер, так как в ходе эксперимента предполагается, что поле напряжений равномерно распределено по сечению образца и стационарно. В реальных условиях в процессе проникания агрессивной среды появляется наведенная неоднородность механических свойств материала, изменяется поле напряжений и поэтому детальное исследование влияния напряженного состояния на характеристики массопереноса весьма затруднительно.

Молекулярно-кинетическая теория дает экспоненциальную зависимость коэффициента диффузии от свободного объема, а, как следствие, и от напряженного состояния [180]:

$$f_{\text{ндс}}(\sigma) = \exp(k_\sigma \sigma), \quad (2.23)$$

где  $k_\sigma$  – коэффициент;  $\sigma$  – напряжение. Ввиду того, что замачивание бетона приводит к увеличению его деформативности, то корректнее рассматривать зависимость коэффициента диффузии от деформации (в случае объемного напряженного состояния от относительного изменения объема):

$$f_{\text{ндс}}(\varepsilon) = \exp(k_\varepsilon \varepsilon). \quad (2.24)$$

Следует отметить, что значения коэффициентов, входящих в вышеприведенные уравнения, определяются из экспериментальных данных.

Идентификацию зависимостей (2.23) и (2.24) можно провести по экспериментальным данным о распределении концентрационных полей хлоридов в однотипных бетонных образцах, находящихся в нагруженном и



ненагруженном состоянии в условиях воздействия хлоридсодержащей среды.

Для определения коэффициента диффузии можно получить следующее выражение:

$$D = \left( 1 - \sqrt{\frac{\varphi(t) - \varphi(\infty)}{1 - \varphi(\infty)}} \right)^2 \cdot L^2 / 4t, \quad (2.25)$$

где  $\varphi(t)$  – относительная прочность образца в момент времени  $t$ ;  $\varphi(\infty)$  – прочность образца, полностью насыщенного агрессивной средой;  $L^2$  – площадь сечения образца.

Для определения параметров в выражении (2.25) использовали экспериментальные данные из работы [143], соответствующие испытанию образцов на сжатие после экспозиции в синтетической морской воде (соленость 35 г/л):  $t = 150$  суток, время экспозиции;  $\varphi(t)_{\text{нагр.}} = 0,81$  – относительная прочность на сжатие образца, находившегося в хлоридсодержащей среде в нагруженном состоянии (60 % от предельного);  $\varphi(t)_{\text{ненагр.}} = 0,76$  – то же в ненагруженном состоянии. Значение  $\varphi(\infty)$  определено по модели (3.10) и равно 0,45.

С применением указанных данных получили следующие значения коэффициента диффузии: для ненагруженного образца  $D_{\text{ненагр.}} = 1,13 \cdot 10^{-12}$  м<sup>2</sup>/с; для нагруженного образца  $D_{\text{нагр.}} = 0,773 \cdot 10^{-12}$  м<sup>2</sup>/с. Согласно (2.17)  $D_{\text{нагр.}} = D_{\text{ненагр.}} \cdot f_{\text{НДС}}$ , откуда следует, что

$$k_{\sigma} = \ln(D_{\text{нагр.}}/D_{\text{ненагр.}}) / \sigma_{0,6}, \quad (2.26)$$

$$k_{\epsilon} = \ln(D_{\text{нагр.}}/D_{\text{ненагр.}}) / \epsilon_{0,6}, \quad (2.27)$$

где  $\sigma_{0,6} = -33$  МПа,  $\epsilon_{0,6} = -0,8 \cdot 10^{-3}$  – напряжение и деформация, определенные по диаграмме деформирования, и соответствующие нагружению 60 % от предела прочности на сжатие.

Определенные по данной методике значения коэффициентов для (2.23), (2.24) равны:  $k_{\sigma} = 11,5 \cdot 10^{-3}$  МПа<sup>-1</sup>;  $k_{\epsilon} = 475$ .

Если принять, что коэффициент диффузии зависит от текущей величины напряжений, то для более насыщенных агрессивной средой слоев материала его величина должна уменьшаться. Это объясняется тем, что по мере насыщения материала агрессивной средой его деформативность увеличивается, а воспринимаемая им нагрузка уменьшается. Однако исследования показывают [180], что проникновение агрессивных жидкостей в более поврежденные зоны материала облегчается, т.е. коэффициент диффузии в этих зонах должен быть больше. Поэтому величину коэффициента диффузии более корректно определять не величиной текущих напряжений, а величиной деформаций.

Некоторые особенности в распределении среды представляется эффективней учитывать не через усложнение зависимостей для коэффициента диффузии, а через скорость изменения концентрации среды вследствие химического взаимодействия  $g(C)$  в уравнении (2.8). Например, при связывании некоторого количества ионов хлора вследствие химического взаимодействия, это количество хлоридов выводится из диффузионного процесса при помощи  $g(C)$ . В результате увеличиваются градиент концентрационного поля и поток хлорида в данную область, что позволяет получить более неравномерное распределение среды, ближе соответствующее экспериментальным данным. В работе [231] для расчета связанного хлорида  $C_{\text{связ}}$  принято выражение:

$$C_{\text{связ}} = \alpha \times C_{\text{диффуз}}^{\beta}, \quad (2.28)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – эмпирические коэффициенты.

## 2.3. Исследование кинетики диффузии хлоридов в объем конструктивного элемента

### 2.3.1. Решение задачи диффузии хлоридов с помощью метода контрольного объема

Для численного решения диффузионной задачи применялся программный комплекс CONDUCT [13,16, 27], рассчитанный на решение задач в трех системах координат: плоских задач в декартовой и полярной системах, и осесимметричных задач в цилиндрической системе координат.

Рассмотрим основные методы и приемы, используемые для получения численного решения, на примере интересующего нас уравнения диффузии. Уравнение диффузии может быть записано в виде:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( D \frac{\partial C}{\partial x_i} \right) + S = -\frac{\partial J_i}{\partial x_i} + S, \quad (2.29)$$

где  $J_i = -D \frac{\partial C}{\partial x_i}$  – диффузионный поток в направлении координаты  $x_i$ .

Выражения для диффузионного члена уравнения (2.29) в трех системах координат будут:

$$\begin{aligned} (x,y): \quad & \frac{\partial J_i}{\partial x_i} = \frac{\partial J_x}{\partial x} + \frac{\partial J_y}{\partial y}, & J_x &= -D \frac{\partial C}{\partial x}, \\ (x,r): \quad & \frac{\partial J_i}{\partial x_i} = \frac{\partial J_x}{\partial x} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial y} (r J_y), & J_y &= -D \frac{\partial C}{\partial y}, \\ (\theta,r): \quad & \frac{\partial J_i}{\partial x_i} = \frac{1}{r} \frac{\partial J_\theta}{\partial \theta} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial y} (r J_y), & J_\theta &= -\frac{D}{r} \frac{\partial C}{\partial \theta}. \end{aligned} \quad (2.30)$$

Обе координаты  $y$  и  $r$  направлены по радиусу,  $r$  – расстояние от оси симметрии или от центра круга,  $y$  – от начала отсчета (произвольно). Далее для удобства выводы будут в декартовой прямоугольной системе координат.

Для получения численного решения необходимо провести дискретизацию исследуемой области по пространственным координатам и по времени. Затем по известному начальному распределению и граничным условиям вычислить распределение концентрации для всех последующих моментов времени, с некоторым временным шагом  $\Delta t$ . Т.е. необходимо рассчитать значения концентрации в выбранных дискретных положениях, образующих сетку и называемых точками сетки. Около каждой точки сетки конструируется контрольный объем (рис. 2.7). Построение расчетной сетки производится следующим образом. Область, в которой проводим расчет, делится на контрольные объемы. Далее, точки сетки помещаются в геометрические центры контрольных объемов. Точка сетки на границе помещается в центр грани контрольного объема. Контрольный объем, связанный с граничной точкой, удобно представить бесконечно малой толщины. Тогда угловые точки имеют бесконечно малые размеры контрольных объемов в обоих направлениях, и их влиянием на распределение концентрации пренебрегаем. Сетка должна быть непосредственно связана с характером изменения зависимой переменной в расчетной области. Число узловых точек, необходимое для требуемой точности выбранного метода, должно распределяться в расчетной области в соответствии с природой решаемой задачи. Исследование решений, использующих грубые сетки, позволяет судить о поведении решения и сделать предположения об оптимальном расположении неравномерной сетки.

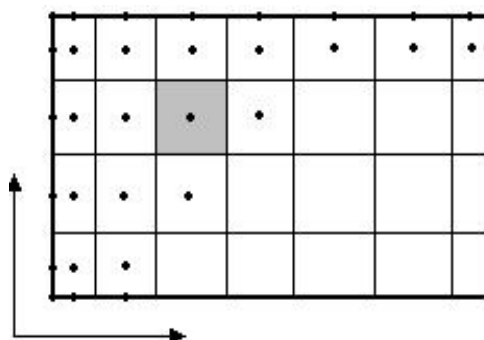


Рис. 2.7

Предполагаем, что значение переменной в точке сетки превалирует во всем контрольном объеме, окружающем ее. Аналогично значение в граничной сеточной точке рассматривается как превалирующее во всей грани соответствующего контрольного объема. Важно, чтобы границы контрольных объемов совпадали с разрывами в свойствах материалов, источников членов и т.д., например, при расчете полей концентрации в неоднородных материалах.

Предполагаем, что значение переменной в точке сетки превалирует во всем контрольном объеме, окружающем ее. Аналогично значение в граничной сеточной точке рассматривается как превалирующее во всей грани соответствующего контрольного объема. Важно, чтобы границы контрольных объемов совпадали с разрывами в свойствах материалов, источников членов и т.д., например, при расчете полей концентрации в неоднородных материалах.

Существует несколько путей получения дискретного аналога уравнения (2.29). Три из них хорошо известны: явная, Кранка-Никольсона и полностью неявная схемы. Используем полностью неявную схему, т.к. она

является единственной схемой, которая позволяет при любом  $\Delta t$  получать физически разумные результаты.

В силу того, что исходное уравнение (2.29) представляет собой закон сохранения вещества, который справедлив для любой подобласти, в том числе и для такой, как контрольный объем, дискретные уравнения получаются интегрированием уравнения (2.29) по всем контрольным объемам. Дискретное уравнение связывает искомую величину в данной точке со значениями в четырех соседних точках. Проинтегрировав уравнение (2.29) по контрольному объему произвольной внутренней точки, получим:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta V}{\Delta t} (C_{\text{т.чк}} - C_{\text{т.чк}}^0) = & J_{\text{лев.гр}} A_{\text{лев.гр}} - J_{\text{пр.гр}} A_{\text{пр.гр}} + \\ & + J_{\text{нижн.гр}} A_{\text{нижн.гр}} - J_{\text{верх.гр}} A_{\text{верх.гр}} + \bar{S} \Delta V, \end{aligned} \quad (2.31)$$

где  $C^0$  – значение  $C$  на предыдущем временном слое;  $J$  – диффузионные потоки через соответствующие грани контрольного объема;  $\bar{S}$  – осредненный по контрольному объему источниковый член;  $\Delta V$  – объем контрольного объема;  $A$  – площадь соответствующей грани контрольного объема.

Наиболее простым способом определения коэффициента диффузии на грани контрольного объема является предположение о его линейном изменении между соседними точками сетки. Однако можно показать, что в некоторых случаях это простое приближение дает не совсем правильные результаты и не обеспечивает точной аппроксимации при резких изменениях коэффициента диффузии, что может иметь место в составных материалах. Имеется сравнительно простой способ, дающий лучшие результаты. Развивая этот способ, понимаем, что на самой грани контрольного объема не существует локального значения коэффициента диффузии, которое нас интересует.

Для вычисления диффузионного потока на грани контрольного объема (например, правой) принимаем следующее выражение:

$$J_{\text{пр.гр}} A_{\text{пр.гр}} = K_{\text{пр.гр}} (C_{\text{т.чк}} - C_{\text{пр.т.чк}}), \quad (2.31)$$

где  $K_{\text{пр.гр}}$  – диффузионная проводимость через грань

$$K_{\text{пр.гр}} = A_{\text{пр.гр}} \left( \frac{\Delta x_{\text{т.чк}}/2}{D_{\text{т.чк}}} + \frac{\Delta x_{\text{пр.т.чк}}/2}{D_{\text{пр.т.чк}}} \right)^{-1}, \quad (2.33)$$

где  $\Delta x$  – размер соответствующего контрольного объема в направлении  $x$ .

Эффективность этой формулировки видна из следующих двух предельных случаев.

1. Пусть  $D_{\text{пр.т.чк}} \rightarrow 0$ , тогда из уравнения (2.33) следует, что  $K_{\text{пр.гр}} \rightarrow 0$ . Это означает, что диффузионный поток на грани контрольного объема становится равным нулю, что и следовало ожидать. Выражение, представ-

ляющее собой среднее арифметическое, в этом случае будет давать ненулевое значение диффузионного потока.

2. Пусть  $D_{\text{тчк}} \gg D_{\text{пр.тчк}}$ , тогда

$$K_{\text{пр.гр}} = A_{\text{пр.гр}} \frac{D_{\text{пр.тчк}}}{\Delta x_{\text{пр.тчк}}/2}. \quad (2.34)$$

Из этого результата следуют два вывода. Во-первых, уравнение (2.34) показывает, что коэффициент диффузии поверхности раздела  $K_{\text{пр.гр}}$  совершенно не зависит от  $D_{\text{тчк}}$ . Это объясняется тем, что высокопроводящая среда, окружающая центральную точку, должна иметь пренебрежимо малое сопротивление по сравнению со средой вокруг правой точки (формула, представляющая собой среднее арифметическое, дает зависимость  $K_{\text{пр.гр}}$  от  $D_{\text{тчк}}$ ). Второй вывод заключается в том, что  $K_{\text{пр.гр}}$  не равно  $A_{\text{пр.гр}} D_{\text{пр.тчк}}$ , а больше этого значения в  $2/\Delta x_{\text{пр.тчк}}$  раз. Это следует из того, что, когда  $D_{\text{тчк}} \gg D_{\text{пр.тчк}}$ , концентрация  $C_{\text{тчк}}$  преобладает слева от рассматриваемой грани, а разность концентраций ( $C_{\text{тчк}} - C_{\text{пр.тчк}}$ ) будет действительно относиться к отрезку  $\Delta x_{\text{пр.тчк}}/2$ . Таким образом, выражение (2.31) дает корректное значение диффузионного потока. Рассмотрение этих двух предельных случаев показывает, что при использовании соотношения (2.33) можно аппроксимировать резкие изменения коэффициента диффузии, не применяя чрезмерно частой сетки.

Если коэффициент диффузии  $D$  является функцией концентрации или других величин, значения которых определяются в процессе вычислений, то значения данных величин берутся по предыдущей итерации, а в процессе вычислений пересчитываются. Диффузионные потоки на остальных гранях определяются аналогично.

Дискретное уравнение (2.31) является полностью неявным, т.е. новые, неизвестные значения концентрации рассматриваются как преобладающие на протяжении всего временного шага  $\Delta t$ . Важно отметить, что если  $\Delta t \rightarrow \infty$ , тогда левая часть уравнения (2.31)  $\rightarrow 0$ , что соответствует стационарной задаче.

Т.к. источниковый член  $S$  может являться нелинейной функцией концентрации, то его необходимо линеаризовать, т.е. привести к виду:  $\bar{S} = S_c + S_p C_p$ . Здесь  $S_c$  и  $S_p$  явно не зависят от  $C_p$ , причем  $S_p$  должно быть  $\leq 0$ , чтобы избежать расходимости. Для этого разложим  $\bar{S}$  в ряд Тейлора

$\bar{S} = \bar{S}^* + \left( \frac{d\bar{S}}{dC} \right)^* (C_p - C_p^*) + \dots$ , пренебрегая членами более высокого порядка. Здесь  $C_p^*$  – угаданное или полученное на предыдущей итерации значение концентрации,  $C_p$  – значение, рассчитываемое на данной итерации.

Тогда  $S_c = \bar{S}^* - \left(\frac{d\bar{S}}{dC}\right)^* C_p^*$ ;  $S_p = \left(\frac{d\bar{S}}{dC}\right)^*$  – рассчитываются по

предыдущей итерации, а в процессе вычислений пересчитываются.

На каждую ближайшую к границе внутреннюю точку сетки соответствующая точка границы действует как одна из соседних внутренних точек. Поэтому для каждого  $C$  в узле на границе должна быть задана величина (гр. условие 1-го рода) или уравнение (гр. условие 2-го или 3-го рода).

С учетом вышесказанного уравнение (2.31) может быть переписано в виде:

$$a_{\text{тчк}} C_{\text{тчк}} = a_{\text{лев.гр}} C_{\text{лев.тчк}} + a_{\text{пр.гр}} C_{\text{пр.тчк}} + a_{\text{нижн.гр}} C_{\text{нижн.тчк}} + a_{\text{верх.гр}} C_{\text{верх.тчк}} + b, \quad (2.35)$$

где  $a_{\text{пр.гр}} = K_{\text{пр.гр}}$ ;  $a_{\text{лев.гр}} = K_{\text{лев.гр}}$ ;  $a_{\text{верх.гр}} = K_{\text{верх.гр}}$ ;  $a_{\text{нижн.гр}} = K_{\text{нижн.гр}}$ ;  $a_{\text{тчк}} = a_{\text{пр.гр}} + a_{\text{лев.гр}} + a_{\text{верх.гр}} + a_{\text{нижн.гр}} + a_{\text{тчк}}^0 - S_p \Delta V$ ;  $b = S_c \Delta V + a_{\text{тчк}}^0 C_{\text{тчк}}^0$ ;  $a_{\text{тчк}}^0 = \Delta V / \Delta t$ .

Уравнению (2.35) эквивалентно уравнение:

$$a_{\text{тчк}} C_{\text{тчк}} = \sum a_{\text{сосед}} C_{\text{сосед}} + b. \quad (2.36)$$

Алгебраические уравнения (2.36) номинально являются линейными и их столько же, сколько неизвестных. Поэтому эту систему уравнений можно решить любым приемлемым методом.

Прямые методы решения алгебраических уравнений (не требующие итераций), применяемые к двумерным задачам, требуют значительного объема машинной памяти и затрат вычислительного времени. Для линейных задач, в которых необходимо только один раз обратиться к процедуре решения алгебраических уравнений, можно использовать прямые методы, но в нелинейных задачах уравнения решаются с неоднократно подправленными коэффициентами, поэтому применение прямых методов представляется неэкономичным.

Альтернативой прямым методам являются итерационные методы решения алгебраических уравнений. Начиная с некоторого начального поля зависимой переменной, последовательные повторения алгоритма приводят к решению, которое достаточно близко к точному решению алгебраических уравнений. Итерационные методы обычно требуют очень небольшого дополнительного объема памяти вычислительной машины и являются удобным способом для преодоления нелинейностей. В нелинейной задаче нет необходимости находить решение алгебраических уравнений с высокой точностью до окончательной сходимости коэффициентов дискретного аналога. Оказывается, что должно быть определенное соответствие между усилиями, требуемыми для расчета коэффициентов и затрачиваемыми на решение уравнений. Один раз рассчитав коэффициенты, следует с этим набором коэффициентов выполнить необходимое число итераций для получения решения уравнения, однако неразумно

тратить много усилий на решение уравнений, которые основываются только на приближенных значениях коэффициентов.

В применяемом программном комплексе для решения алгебраических уравнений использовался метод переменных направлений (полинейный метод), представляющий комбинацию прямого метода (метода прогонки) для одномерных задач и метода Гаусса – Зейделя. Суть метода переменных направлений заключается в следующем. Если в дискретном уравнении (2.35) значения концентрации в верхней и нижней соседних точках рассматривать как известные, тогда в уравнении будут только три неизвестные величины. Теперь, если аналогичным образом представить дискретные уравнения для всех точек, лежащих на одной горизонтальной линии, то их коэффициенты образуют трехдиагональную матрицу, т.е. система уравнений разрешается методом прогонки. Метод «линия за линией» с применением метода прогонки сначала используем вдоль всех линий по направлению  $x$ , затем – по направлению  $y$ . Как только новые значения  $C$  вдоль линии вычислены, они используются для оценки  $C$  в решении для следующей линии. В программе реализована следующая последовательность выбора линий: проходим линии вдоль направления  $x$ , начиная с нижней границы, снизу вверх, потом последовательно сверху вниз. Затем проводим прогонку для линий вдоль направления  $y$  слева направо и справа налево. Такой подход применяется для того, чтобы влияние всех граничных условий быстро поступало внутрь расчетной области.

Схема «блок-коррекция» используется для увеличения скорости сходимости метода переменных направлений. Основная идея схемы «блок-коррекция» заключается в следующем. Не сошедшееся поле  $C_{i,j}^*$ , полученное из предыдущих итераций, корректируется добавлением постоянной коррекции  $\bar{C}_i$  вдоль линии с постоянным  $i$ . Коррекция  $\bar{C}_i$  выбирается такой, что интегральный принцип сохранения по блокам контрольных объемов вдоль каждой линии с постоянным  $i$  в точности выполняется. Аналогичным образом может быть выполнена коррекция для линий с постоянным  $j$ . Хотя схема «блок-коррекция», в общем случае, значительно увеличивает скорость сходимости, иногда ее применение может приводить к нереальным решениям и даже к расходимости. Причина в том, что коррекция делается грубая (осредненная), и если поле  $C_{i,j}^*$  существенно неоднородно, то постоянная коррекция  $\bar{C}_i$ , хотя и регулирует средний уровень, может привести к локальным значениям  $C_{i,j}$ , лежащим вне диапазона разумных значений переменной.

Для линейных уравнений метод переменных направлений гарантирует сходимость, однако в этом нельзя быть уверенным в случае нелинейных и связанных задач. Чтобы минимизировать случаи расходимости, используется нижняя релаксация. Суть метода заключается в уменьшении изме-

нения в коэффициентах от итерации к итерации, контролируя изменение величины зависимой переменной.

Применяемый программный комплекс, написанный для регулярной сетки, может быть использован для решения задач в расчетной области, имеющей нерегулярную геометрию. Это делается путем выключения или блокировки некоторых контрольных объемов регулярной сетки таким образом, чтобы оставшиеся действующие контрольные объемы составляли рассматриваемую нерегулярную область. Очевидно, что для регулярной декартовой сетки нерегулярную границу следует аппроксимировать с помощью набора прямоугольных ступенек, причем часто очень хороших результатов можно достигнуть при довольно грубом приближении границы. Однако следует отметить, что метод блокировки до некоторой степени неэкономичен, так как приходится затрачивать время и память компьютера на тривиальные расчеты значений в выключенной области и их хранение. Несмотря на это, удобство применения программы расчета, разработанной для регулярной сетки, к решению задач с произвольной геометрией расчетной области имеет значительные преимущества.

### 2.3.2. Анализ особенностей проникания хлоридсодержащей среды в армированные конструктивные элементы

С применением описанного выше численного алгоритма был решен ряд задач по расчету концентрационных полей хлоридсодержащих сред по объему характерных элементов, моделирующих мостовые конструкции.

**Задача 1.** Рассчитывается концентрационное поле в осевом сечении цилиндрического центрально-армированного конструктивного элемента, при осесимметричной диффузии хлоридов через центральную кольцевую зону, равную трети боковой поверхности, остальная поверхность изолирована. Размеры конструктивного элемента и схема воздействия хлоридсодержащей среды показаны на рис. 2.8,а.

Полагается, что, как только концентрация хлоридов в некоторой точке на границе материал (бетон) – арматура достигает критической величины, начинается процесс активированной коррозии металла. При этом считается, что остальная арматура (где концентрация хлоридов не критическая) сохраняет пассивную пленку. Т.е. в тех областях поверхности контакта материал (бетон) – арматура, где концентрация хлоридов достигает критической величины, происходит изменение граничного условия. Вместо нулевого потока, обусловленного наличием пассивирующей пленки, вводится постоянный поток, обусловленный оттоком хлоридов в начавшийся процесс коррозии металла.

Начальные и граничные условия:

$$C_0 = \text{const при } t = 0 \text{ для } 0 < r < R \text{ и } 0 < z < L;$$
$$J_{\text{Cl}^-} = K (C_{\text{гр}} - C_{\text{сп}}) \text{ для } r = R \text{ и } 1/3L < z < 2/3L;$$



$$J_{Cl^-}=0 \text{ для } r = R \text{ и } 0 < z < 1/3L, 2/3L < z < L;$$

$$J_{Cl^-}=0 \text{ если } C_{гр} < C_{крит} \quad \text{для } r = 0 \text{ и } 0 < z < L;$$

$$J_{Cl^-}=\text{const если } C_{гр} \geq C_{крит}$$

$$J_{Cl^-}=0 \text{ для } z = 0, L \text{ и } 0 < r < R.$$

Значение  $r = 0$  соответствует поверхности раздела материал (бетон) – арматура.  $R$  – толщина защитного слоя бетона. Исходные данные для расчета [28] приведены в табл. 2.4.

Т а б л и ц а 2 . 4

Параметр	Значение
Концентрация хлоридов в окружающей бетон среде, моль/м <sup>3</sup>	642,88
Начальная концентрация хлоридов в бетоне, моль/м <sup>3</sup>	0,045
Критическая концентрация хлоридов, моль/м <sup>3</sup>	0,18
Отток хлоридов с поверхности материал-арматура при начавшейся коррозии, моль/м <sup>2</sup>	$6 \times E^{-10}$
Коэффициент массопереноса $K$ , м/с	$1,73 \times E^{-12}$
Эффективный коэффициент диффузии $D$ , м <sup>2</sup> /с	$9 \times E^{-12}$

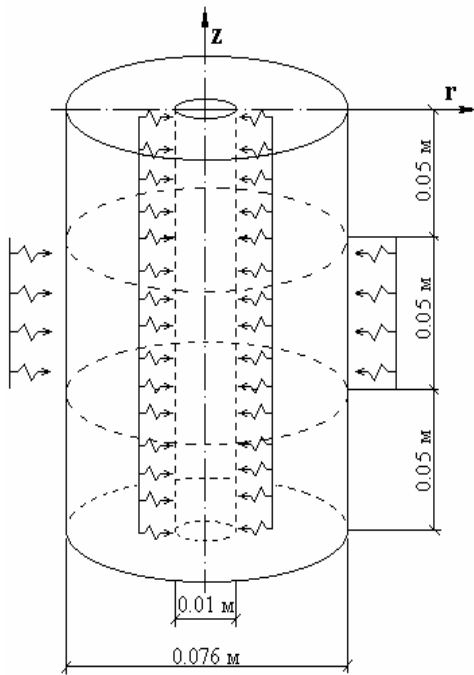
Расчет производится в осесимметричной цилиндрической системе координат, причем предварительно исследовалась сходимость результатов численного решения на последовательности вложенных сеток. Результаты расчетов концентрации хлоридсодержащей среды в точках  $A(z=0,075; r=0,165)$  и  $B(z=0,0417; r=0,0275)$ , полученные с временным шагом  $5 \cdot 10^{-3}$  года на трех разных равномерных сетках приведены в табл. 2.5. Видно, что достаточно надежные результаты получаются даже на довольно грубых сетках.

Т а б л и ц а 2 . 5

		$t = 5$ лет	$t = 10$ лет	$t = 15$ лет
Уточненное значение	A	0,485149E+01	0,809616E+01	0,111816E+02
	B	0,332025E+01	0,644339E+01	0,952633E+01
Погрешность, % (сетка 27×81)	A	0,045	0,032	0,022
	B	0,05	0,03	0,02
(сетка 9×27)	A	0,41	0,27	0,23
	B	0,4	0,2	0,13
(сетка 3×9)	A	3,5	2,4	1,7
	B	3,1	1,5	1,0

На рис. 2.8,б представлено распределение концентрационного поля хлоридов в защитном слое бетона в различные моменты времени ( $C$  измеряется в моль/м<sup>3</sup>). Как видно, по истечении определенного времени даже в удаленных от зоны нарушения защитного покрытия областях наблюдается концентрация хлоридов выше критической, а значит, коррозионное разрушение арматуры происходит не только вблизи зоны с нарушенным покрытием, но и на значительном удалении от нее.

а



б

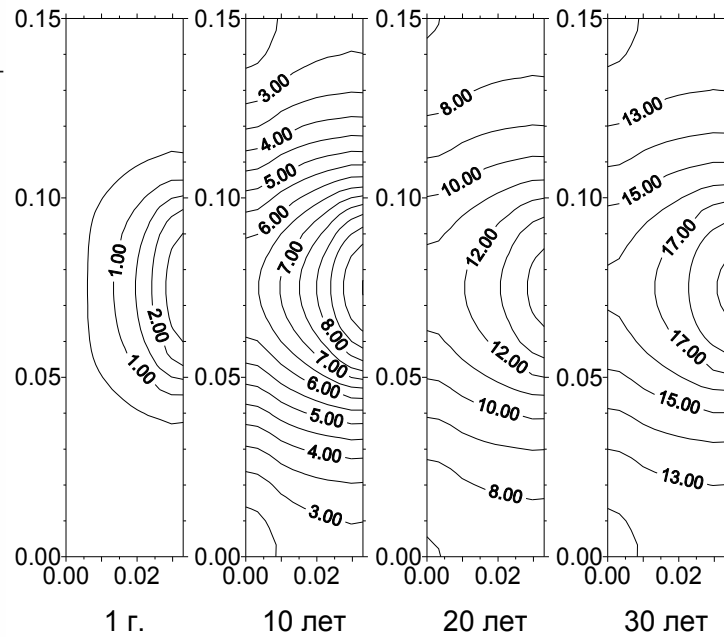


Рис. 2.8. Центально-армированный стержневой элемент с частично нарушенным защитным покрытием:  
а – схема конструктивного элемента; б – концентрационные поля хлоридов (моль/м<sup>3</sup>) в защитном слое бетона в различные моменты времени.

**Задача 2.** Рассматривается тот же конструктивный элемент, что и в задаче 1, но в данном случае расчет концентрационного поля проводится в сечении, перпендикулярном оси стержня. Исследуется влияние величины участка поверхности с нарушенным защитным покрытием на характер распределения хлоридсодержащей среды по сечению. Сопоставляются два случая: а) защитное покрытие нарушено на половине цилиндрической поверхности; б) защитное покрытие нарушено на 1/6 части цилиндрической поверхности.

Начальные и граничные условия:

$$C_0 = \text{const при } t = 0 \text{ для } 0 < r < R \text{ и } 0 < \varphi < 2\pi;$$

$$a) J_{\text{Cl}} = K (C_{\text{гр}} - C_{\text{ср}}) \text{ для } r = R \text{ и } 0 < \varphi < \pi;$$

$$J_{\text{Cl}} = 0 \text{ для } r = R \text{ и } \pi < \varphi < 2\pi;$$

$$б) J_{\text{Cl}} = K (C_{\text{гр}} - C_{\text{ср}}) \text{ для } r = R \text{ и } 0 < \varphi < \pi/3;$$

$$J_{\text{Cl}} = 0 \text{ для } r = R \text{ и } \pi/3 < \varphi < 2\pi;$$

$$J_{\text{Cl}} = 0, \quad \text{если } C_{\text{гр}} < C_{\text{крит}}$$

$$J_{\text{Cl}} = \text{const}, \quad \text{если } C_{\text{гр}} \geq C_{\text{крит}}$$

$$\text{для } r = 0 \text{ и } 0 < \varphi < 2\pi.$$

Исходные данные для расчета приведены в табл. 2.4.

Расчеты проводятся в полярной системе координат, на равномерной сетке размерностью 48×11 с временным шагом 5×10<sup>-3</sup> года. Результаты расчета приведены на рис. 2.9. Анализ распределения концентрационных

полей показывает, что с увеличением части поверхности с нарушенным защитным покрытием, насыщение сечения хлоридами происходит быстрее, что приводит к более раннему началу коррозионного износа арматуры.

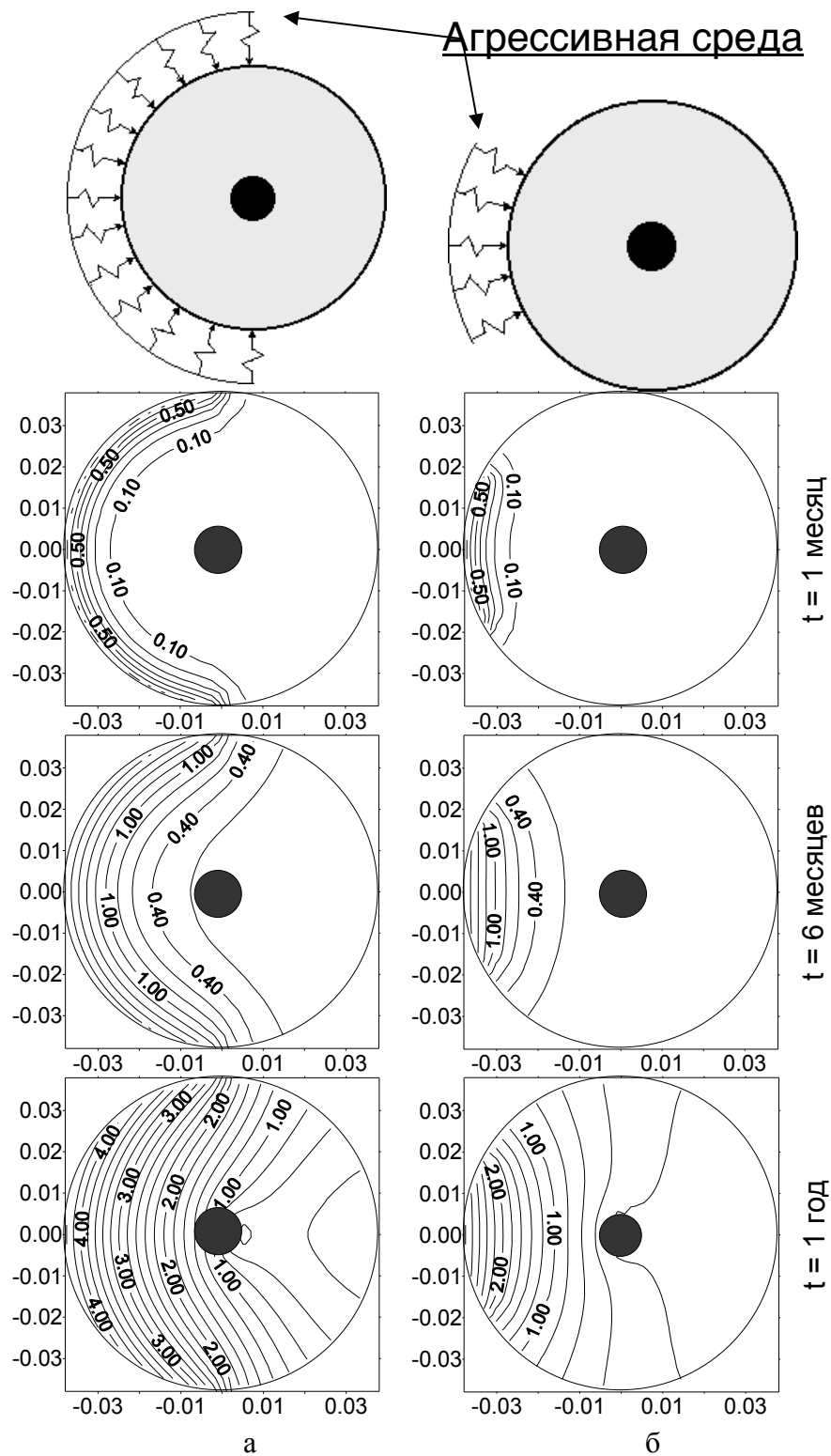


Рис. 2.9. Эпюры концентрационного поля хлоридов в сечениях с различной степенью поврежденности защитного покрытия в разные моменты времени, нарушено а – 1/2; б – 1/6 поверхности защитного покрытия

**Задача 3.** Проводился расчет концентрационного поля в поперечном сечении стойки промежуточной опоры, представляющей армированный стержневой элемент трубчатого сечения. Размеры конструктивного элемента и схема армирования приведены на рис. 2.10,а. Рассматривался случай, когда хлоридсодержащая среда воздействует на всю внешнюю поверхность конструктивного элемента и характер воздействия соответствует граничному условию первого рода, на внутренней поверхности ставится условие непроницаемости, соответствующее граничному условию второго рода. Ввиду того, что коэффициент диффузии хлоридов в металле намного меньше, чем в бетоне, то при расчете полагалось, что арматура непроницаема для хлоридов.

Начальные и граничные условия:

$$C_0 = \text{const при } t = 0 \text{ для } R_{\text{внутр}} < r < R_{\text{внешн}} \text{ и } 0 < \varphi < 2\pi;$$

$$C_{\text{внешн}} = \text{const для } r = R_{\text{внешн}} \text{ и } 0 < \varphi < 2\pi;$$

$$J_{\text{Cl}} = 0 \text{ для } r = R_{\text{внутр}} \text{ и } 0 < \varphi < 2\pi.$$

Исходные данные для расчета приведены в табл. 2.6.

Т а б л и ц а 2 . 6

Параметр	Значение
Поверхностная концентрация хлоридов, кг/м <sup>3</sup>	15
Начальная концентрация хлоридов в бетоне, кг/м <sup>3</sup>	0
Критическая концентрация хлоридов, кг/м <sup>3</sup>	0,7
Эффективный коэффициент диффузии $D$ , м <sup>2</sup> /с	$2,4 \times 10^{-12}$

Расчет проводился в полярной системе координат, на неравномерной сетке, учитывающей нерегулярность геометрии расчетной области, размерностью  $200 \times 15$  с временным шагом  $10^{-2}$  года. На рис. 2.10,б приведены концентрационные поля хлоридов для двух различных моментов времени. На рис. 2.10,в приведены эпюры инкубационного периода для точек поверхности арматурных стержней, построенные по результатам расчетов с учетом и без учета влияния арматуры на процесс диффузии хлоридов. Анализ этих эпюр показывает, что, во-первых, имеет место неравномерный коррозионный износ арматуры по периметру, а учет влияния арматуры на распределение концентрационного поля увеличивает продолжительность инкубационного периода для точек периметра арматурного стержня, удаленных от пораженной хлоридами поверхности.

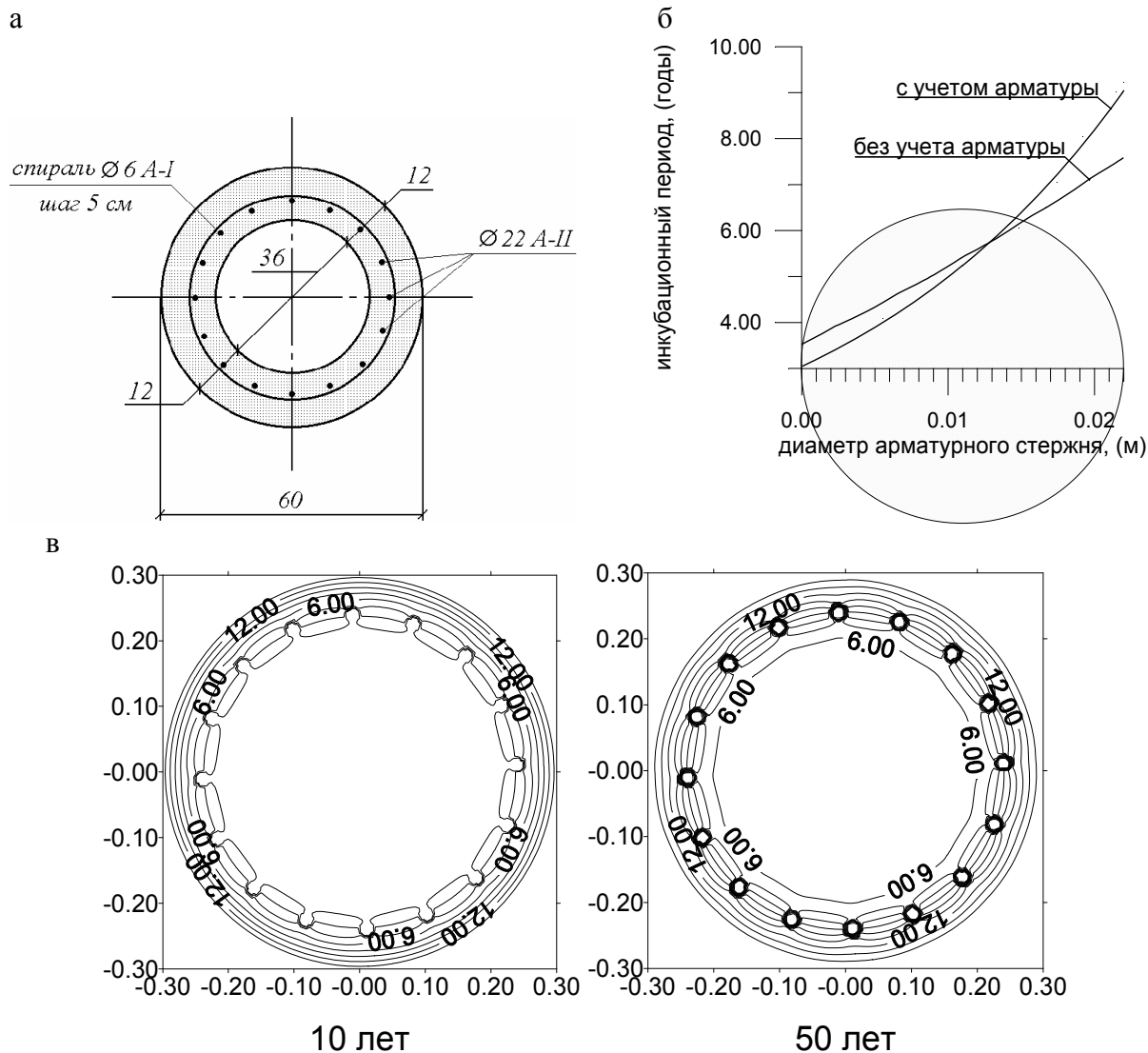


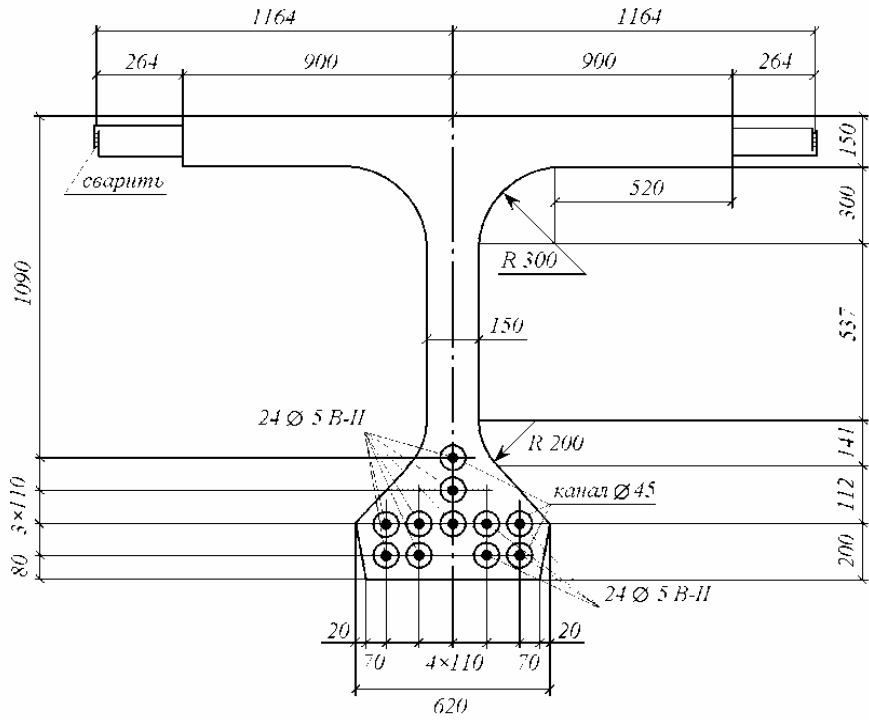
Рис. 2.10. Армированный стержневой элемент трубчатого сечения:  
 а – схема конструктивного элемента; б – концентрационные поля хлоридов в поперечном сечении стержня в различные моменты времени;  
 в – эпюры инкубационного периода для точек поверхности арматурных стержней

**Задача 4.** Моделировался процесс диффузии хлоридов в поперечное сечение армированной балки таврового сечения. Размеры конструктивного элемента и схема армирования приведены на рис. 2.11,а. Считалось, что среда воздействует на всю поверхность, кроме верхней и боковых граней верхней полки. Характер воздействия хлоридов соответствует граничному условию первого рода. Исходные данные для расчета приведены в табл. 2.6.

Расчет проводился в декартовой системе координат, на неравномерной сетке, учитывающей нерегулярность геометрии расчетной области, размерностью  $70 \times 60$  с временным шагом  $10^{-2}$  года. Результаты расчета, отражающие распределение концентрационного поля хлоридов по сечению балки в различные моменты времени, представлены на рис. 2.11,б. Данная задача иллюстрирует возможности применения программного комплекса к

решению задач с нерегулярной геометрией расчетной области, обусловленной сложной геометрией исследуемого объекта и наличием большого количества арматуры.

а



б

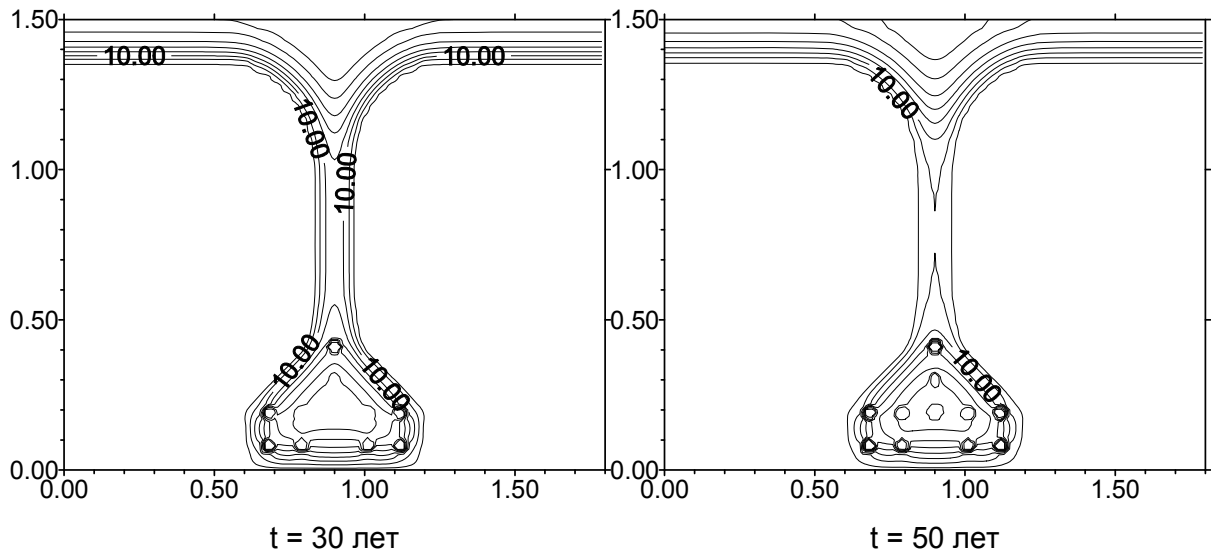


Рис. 2.11. Армированная балка таврового сечения:  
а – схема конструктивного элемента; б – концентрационное поле хлоридов в поперечном сечении балки в различные моменты времени

**Задача 5.** Рассматривался одномерный процесс диффузии в железобетонную стенку при учете влияния температуры на коэффициент диффузии в виде функции влияния (2.14) с  $k=4920$  К,  $T \in [-20; +40]$  °С. На границе

задано условие первого рода  $C_{\text{гран}} = \text{const}$  для  $x = 0$ . Исходные данные для расчета приведены в табл. 2.6.

Расчет проводился для двух законов изменения температуры:

1) в соответствии с годичным циклом изменения температуры в диапазоне  $[-20; +40]$  °С;

2) для стационарной среднегодовой температуры, равной  $+10$  °С.

Анализ результатов приведенных на рис. 2.12, показывает, что расчет по среднегодовой температуре без учета ее реальных годовых колебаний дает заниженные значения концентрации хлоридов, что ведет к завышению срока службы конструкции по отношению к действительному.

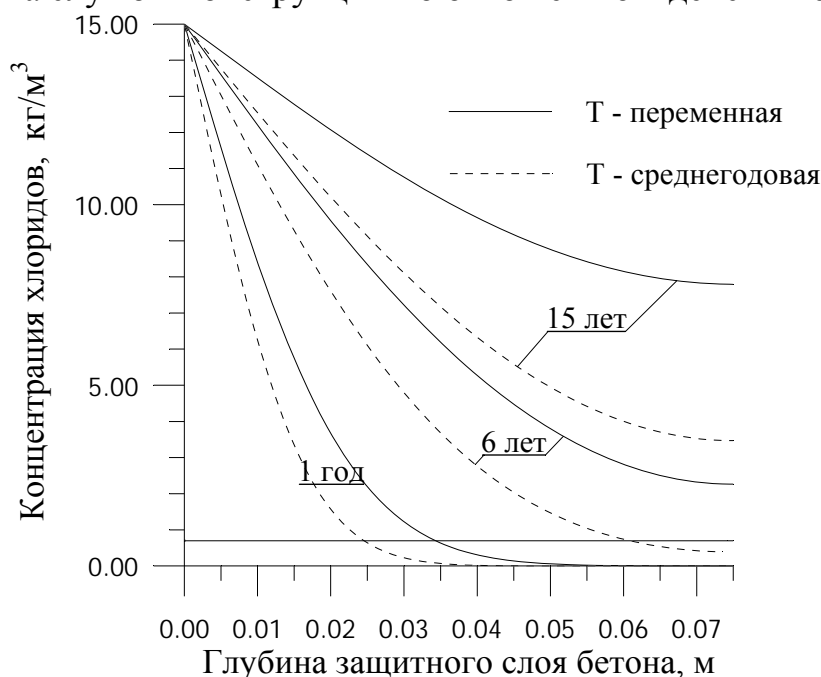


Рис. 2.12

## 2.4. Модели деформирования компонентов железобетона в условиях воздействия хлоридсодержащей среды

### 2.4.1. Нелинейная модель деформирования бетона

Одной из наиболее распространенных характеристик, дающих представление о поведении материалов, является диаграмма деформирования, отражающая связь между деформацией  $\epsilon$  и вызывающим ее напряжением  $\sigma$ , либо между интенсивностью деформаций  $\epsilon_i$  и интенсивностью напряжений  $\sigma_i$ . Для аппроксимации диаграммы кратковременного нагружения бетона в инертной среде к настоящему времени различными исследователями предложено определенное количество зависимостей, достаточно широкий обзор которых приведен в работах [6, 29]. Как правило, эти зависимости описывают процесс деформирования бетона только при сжатии.

Однако бетон, как показывают эксперименты [30], и тем более современный бетон способен воспринимать и растягивающие напряжения, что необходимо учитывать при расчетах. Поэтому бетон рассматривается как нелинейный, неодинаково сопротивляющийся растяжению и сжатию материал. Диаграмму деформирования бетона в этом случае принимаем в виде:

$$\sigma = \varphi(\varepsilon). \quad (2.37)$$

Выражения для  $\varphi(\varepsilon)$  приведены в табл. 2.7. Причем коэффициенты, входящие в  $\varphi(\varepsilon)$ , различны при растяжении и сжатии.

Т а б л и ц а 2 . 7

Выражения для  $\varphi(\varepsilon)$

Название	Вид функции $\varphi(\varepsilon)$
Закон Бюльфингера [31]	$\varphi = A\varepsilon^k$
Зависимость Сен-Венана [31]	$\varphi = A \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon}{B} \right)^k \right]$
Кубическая парабола [31]	$\varphi = A\varepsilon - B\varepsilon^3$
Зависимость В.В. Соколовского [32]	$\varphi = A\varepsilon \sqrt{1 + \left( \frac{\varepsilon}{B} \right)^2}$
Трехпараметрическая зависимость [33]	$\varphi = A\varepsilon - B\varepsilon^n$
Полином пятой степени [31]	$\varphi = A\varepsilon - B\varepsilon^3 - C\varepsilon^5$
Четырехконстантная зависимость [33]	$\varphi = A\varepsilon^m - B\varepsilon^n$

В таблице  $A, B, k, m, n$  – коэффициенты.

В табл. 2.8 приведен более полный обзор функциональных зависимостей, аппроксимирующих диаграмму сжатия бетона, взятых из работы А.Р. Нелепова [34].

Для иллюстрации развиваемого подхода ограничимся полиномиальной зависимостью напряжений от деформаций. Наиболее перспективными в этом отношении являются полиномы со степенью не выше пяти:

$$\sigma = A \cdot \varepsilon + B \cdot \varepsilon^2 + C \cdot \varepsilon^3 + D \cdot \varepsilon^4 + F \cdot \varepsilon^5, \quad (2.38)$$

где  $A, B, C, D, F$  – параметры модели, подлежащие определению.

Благодаря тому, что параметры входят в уравнение линейно, для идентификации данных моделей по экспериментальным данным успешно применяются стандартные процедуры оценки значений параметров. Подбирая количество и вид нелинейных членов, можно добиться хорошей аппроксимации нелинейного поведения и разносопротивляемости материала. Наиболее простым способом учета разномодульности работы материала является принятие различных значений параметров модели при деформировании материала в области растяжения и сжатия.

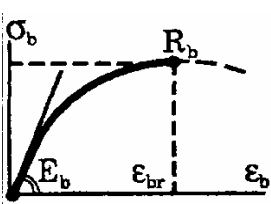
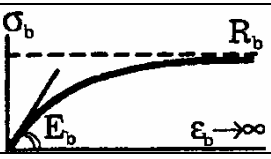
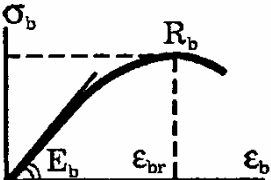
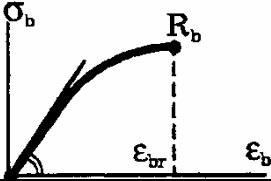
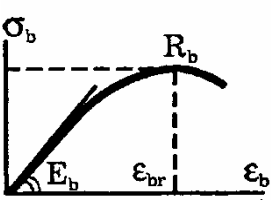
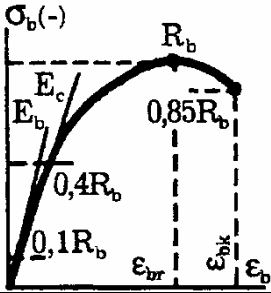
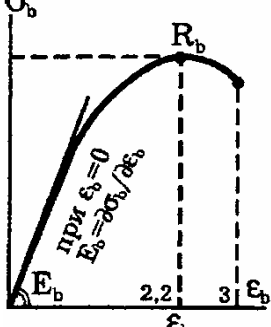


Таблица 2.8

Аппроксимированные исходные и рабочие диаграммы сжатия бетона

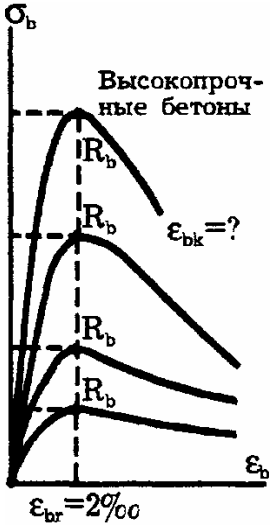

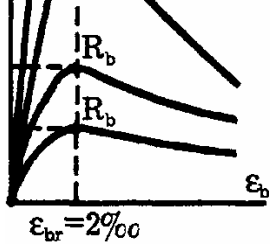
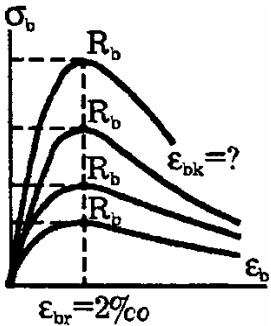
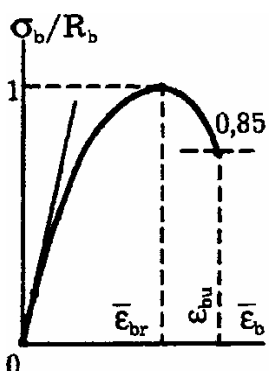
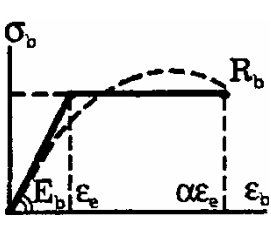
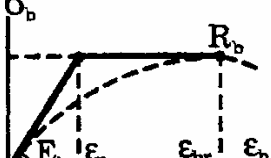
№ п/п	График	Формула	Авторы
1	2	3	4
1		$\sigma_b = A \varepsilon_b^k$ – степенной закон для больших деформаций $A = R_b / \varepsilon_{br}^k$ ; $k = \omega_1 / \omega_2$ при $k=1$ , $A = E_b$ – закон Гука; при $k=0$ , $A = \sigma_r$ , $E_b = \infty$ – для жесткопластического тела	Г.Б. Бюльфингер (1729)
2		$\sigma_b = E_b \varepsilon_b (1 - E_b \varepsilon_b / 4R_b)$ – парабола	Ф.И. Герстнер (1831)
3		$\sigma_b = R_b [1 - (1 - \varepsilon_b / \varepsilon_{bn})^n]$ $n = E_s / E_c \approx \omega_1 / \omega_2$ $E_s$ – опытный начальный $E_b$ $E_c$ – наибольшее значение секущего модуля	Сен-Венан (1864)
4		$\sigma_b = E_b \varepsilon_b (1 - E_b \varepsilon_b / 4R_b)$	Rainer
4*		$\sigma_b = R_b (1 - e^{-m\varepsilon})$	Ритгер (1899)
5		$\sigma_b = A R_{bn} (1 - e^{-m E_b \varepsilon_b / A R_{bn}}) \leq \eta R_{bn}$ $A, m, \eta \rightarrow \varphi(\lambda, \sigma_b / R_{bn}, t, v)$	В.С. Мартемьянов, В.И. Саунин (1978)
6		$\sigma_b = 1,1 R_b [1 - 1 / \exp(0,9 E_b \varepsilon_b / R_b)]$	Л.И. Онищик (1937)
7		$\varepsilon_b = \sigma_b / E_b + C \sigma_b / (R_b - \sigma_b)$	Г. Рюш (1960)
8		$\varepsilon_b = \sigma_b / E_b + (1 / E_{br} - 1 / E_b) \sigma_b^2 / 2vT$ при $v = \text{const}$ : $\varepsilon_b = \sigma_b / E_b + k \sigma_b^2$	А.Е. Десов
9		$\varepsilon_b = 1 / (1 / \sigma_b - 1 / R'_v)$ $\sigma_b = 1 / (1 / E_b C - 1 / R'_v)$ $R'_v = \varphi(R_b, v, t, \dots)$	Н.Ф. Давыдов

Продолжение табл. 2.8

1	2	3	4
10		$\sigma_b = [1 - (1 - \epsilon_b / \epsilon_{br})^{1/m}] R_b$ ; $m = \varphi(v, t, \dots)$ $m = R_b / E_b \epsilon_{br}$ ; модифицированное уравнение Сен-Венана $m = (135 / R_b)^{0,5}$	Г.В. Марчукайтис, В.Е. Ящук (1982), Т.Г. Соломенцев (1971)
11		$\sigma_b = E_b \epsilon_b / [1 + (E_b \epsilon_b / R_b)^2]^{0,5}$	В.В. Соколовский (1960)
12		Кубическая парабола $\sigma_b = E_b \epsilon_b (1 - 4 E_b \epsilon_b^2 / 27 R_b^2)$	Д. Чамбауд (1949)
13		$\sigma_b = R_b [1 - (1 - \epsilon_b / \epsilon_{br})^\alpha]$ $\alpha = E_b \epsilon_{br} / R_b$	Р.О. Красновский (1976)
14		$\sigma_b = (m E_b R_b / \epsilon_{br}) / [m - 1 + (\epsilon_b / \epsilon_{br})^m]$ $m = 1 / (1 - R_b \epsilon_{br} / E_b)$	А.В. Яшин
15		$\sigma_b = 2 R_b \epsilon_b / \epsilon_{br} [1 + (\epsilon_b / \epsilon_{br})^2]$	А.В. Корольков
16		$\sigma_b = \alpha R_b \epsilon_b / \epsilon_{br} [\alpha - 1 + (\epsilon_b / \epsilon_{br})^\alpha]$ $\alpha = 0,057 R_b + 1$	Т.Г. Соломенцев (1971)
17		$\sigma_b = R_b (k \eta - \eta^2) / [1 + (k - 2) \eta]$ $k = 1,1 E_b E_c / R_b$ или $k = 1 / \nu_b$ $k > 1,56$ - для высокопрочных бетонов; $k > 2$ - для бетонов средней прочности; $k > 5,75$ - для низкопрочных бетонов; $k = 1$ - для закона Гука; $\eta = \epsilon_b / \epsilon_{br}$ $\epsilon_{br} = 0,0022$ ; $\epsilon_{bk} = 0,003 \dots 0,0038$	Рекомендации ЕКБ-ФИП, 1970, 1974, 1978 1984
18		$\sigma_b = R_b [k_1 [k_2 - (\epsilon_b - 0,0022)^2 - k_3]^{0,5}]$ $k_1 = \alpha / [0,0022 \alpha (0,0022 \alpha - 2)]^{0,5}$ $k_2 = 0,0022 (0,0022 \alpha - 1)^2 / \alpha (0,0022 \alpha - 2)$ $k_3 = 1 / (0,0022 \alpha - 2)$ $k_4 = [((0,0022 \alpha - 1) / (0,0022 \alpha - 2))^2]$ $\alpha = E_b / R_b$ $\epsilon_{bk} = 0,003 = 3\text{‰}$ ; $\epsilon_{br} = 2,2\text{‰}$	А.А. Дыховичный (1978)

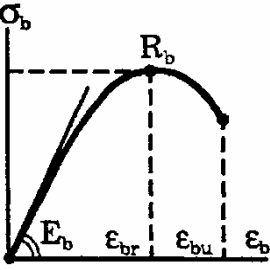
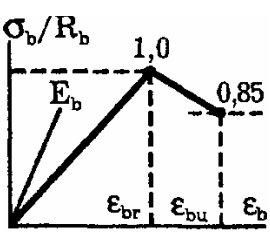
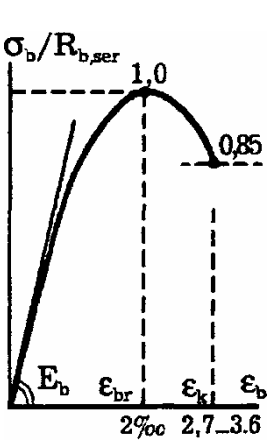
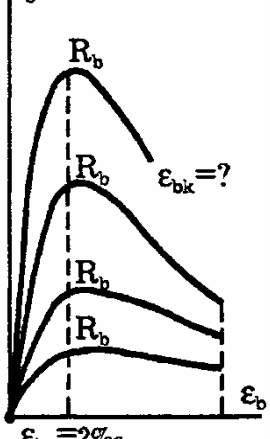
1	2	3	4
19		$\sigma_b = [\epsilon_b E_c / R_b - k(\epsilon_b / \epsilon_{br})^2] / (1 + \epsilon_b E_c / k R_b - 2\epsilon_b / \epsilon_{br})$ <p>при <math>0 \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{br}</math></p> $\sigma_b = R_b k [1 - 0,8Z(\epsilon_b - 1 / \epsilon_{br})]$ <p>при <math>\epsilon_{br} &lt; \epsilon_b \leq \epsilon_{0,3k}</math></p> $\sigma_b = 0,3R_b k$ при $\epsilon_b > \epsilon_{0,3k}$ $\epsilon_{br}; k; Z \rightarrow \varphi(A_{sw}, \varnothing, \sigma_{sc}, R_b -)$	<p>Т. Краутаммер, В. Хэлл</p>
20		$\sigma_b = R_b \epsilon_b (2 - \epsilon_b / \epsilon_{br}) / \epsilon_{br}$ <p>при <math>0 \leq \sigma_b \leq R_b</math></p> $\sigma_b = R_b [1 - 0,15(\epsilon_b - \epsilon_{br}) / (\epsilon_{0k} - \epsilon_{br})]$ <p>при <math>R_b &lt; \sigma_b \leq 0,85R_b</math></p>	<p>Е.О. Перанг, С.Р. Сиесс</p>
21		$\sigma_b = \bar{\epsilon}_b + \alpha_1 \bar{\epsilon}_b^2 + \alpha_2 \bar{\epsilon}_b^3 \dots$ $\bar{\epsilon}_b = \epsilon_b E_b / R_b$	<p>В.Н. Гусаков, В.А. Сафронов</p>
22		$\sigma_b = R_b + E_b(\epsilon_b - \epsilon_{br}) + B_2(\epsilon_b - \epsilon_{br})^2 + B_3(\epsilon_b - \epsilon_{br})^3$ $\sigma_b = \sum_{k=1}^4 \alpha_k (\epsilon_b / \epsilon_{br})^k$	<p>В.Н. Байков, С.В. Горбатов, З.А. Димитров (1977)</p>
23		$\sigma_b = \sum_{k=1}^5 \alpha_k \epsilon_b^k$	<p>В.П. Крамской</p>
24		$\sigma_b = \begin{cases} E_b \epsilon_b [1 + \sum_{k=1}^4 A_k (\epsilon_b / \epsilon_{br})^k] & \text{при } 0 < \epsilon_b \leq \epsilon_{br} \\ E_b \epsilon_b \sum_{k=1}^2 B_k (\epsilon_b / \epsilon_{br})^k & \end{cases}$	<p>И.Ю. Жидонис (1980)</p>
25		$v_b = \begin{cases} \frac{\sigma_b = \epsilon_b E_b v_b}{v_b + (1 - v_b)[1 - S_1 \eta - S_2 \eta^2]^{0,5}} & \text{при } \epsilon_b < \epsilon_{br} \\ \frac{v_b - (v_d - v_b)[1 - S'_1 \eta - S'_2 \eta^2]^{0,5}}{v_b} & \text{при } \epsilon_b > \epsilon_{br} \end{cases}$ $\bar{v}_b = E_{br} / E_b; v_d \geq 2,05 \bar{v}_b; \Sigma S_i = 1$ $S_1 = 2 - 2,5 \bar{v}_b; S'_1 = 1,95 \bar{v}_b - 0,138$ $S_2 = 1 - S_1; S'_2 = 1 - S'_1; \eta = \sigma_b / R_b$	<p>Н.И. Карпенко, И.Е. Прокопович, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров, А.Ф. Яременко (1987) (1996)</p>

1	2	3	4
26		$\varepsilon(t, t_0) = \sigma_i(t) [1 + \eta_m (\sigma/R_b)^{m_m}] / E_m^0(t) + \varepsilon_p(t, t_0),$ <p>где <math>\varepsilon_p(t, t_0) = \int_{t_0}^t [1 + \eta_p (\sigma/R_b)^{m_p}] \times \sigma(\tau) \times (\partial c^* / \partial \tau) \times d\tau</math></p> $\eta_m = 37,5/R_b; m_m = 5,7 - 0,05R_b$ $\eta_p = 45/R_b; m_p = 5,0 - 0,07R_b$ <p>м, р - для мгновенных и запаздывающих деформаций;  <math>c^*(t, t_0)</math> - мера ползучести</p>	<p>В.М. Бондаренко (1968)</p>
27		$\varepsilon(t) = \sigma(t) / E_0 + \varepsilon_{cr}(t) + \varepsilon_d(t)$ $\varepsilon_{cr}(t) = \int_0^t \sigma(\tau) k(t-\tau) d\tau / E_0$ $\varepsilon_d(t) = \int_0^{\eta_{max}} F(\eta) \Phi[T(\eta, t)] d\eta$ $\eta = \sigma(\tau) / R_b$ $F(\eta) = (\partial / \partial \eta) \times k \times \eta(t) / [1 - S\eta(t)]$ <p>сг - ползучесть; d - накопление повреждений; F(eta) - функция нелинейности для силовых деформаций; k, Phi - функции для линейной и нелинейной ползучести</p>	<p>К.З. Галстукон,          А.А. Гвоздев,          Е.Ш. Жумагулов,          А.В. Шубик</p>
28		$\sigma_b / R_b = \gamma \eta \times \exp[-\ln \gamma \eta^{(1/\ln \gamma)}]$ $\eta = \varepsilon_b / \varepsilon_{br}; \gamma = E_0 \varepsilon_{br} / R_b$	<p>Э.П. Базант,          Дж. Ч. Чарн</p>
29		$\sigma_b / R_b = \gamma \eta / [1 + (\gamma - 2) \eta - \eta^2]$	<p>Л.П. Саенц</p>
30		$\sigma_b / R_b = \gamma \eta / [1 + (k + \gamma - 2) \eta \times (2k - 1) \eta^2 + k \eta^3]$ $\eta = \varepsilon_b / \varepsilon_{br}; \gamma = E_b \varepsilon_{br} / R_b$ $k = \gamma(k_s - 1) / (k_e - 1)^2 - 1 / k_e; k_s = R_b / \sigma_{bk}$ $k_e = \varepsilon_{bk} / \varepsilon_{br}; \sigma_{bk} \rightarrow \varepsilon_{bk}$	<p>Л.П. Саенц</p>
31		$\sigma_b / R_b = [\gamma \eta + (\delta - 1) \eta^2] / [1 + (\gamma - 2) \eta + \delta \eta^2]$ <p>delta - эмпирический коэффициент</p>	<p>М. Саргин</p>
32		$\sigma_b / R_b = \gamma \eta / [1 + (\gamma - 1) \eta^{(\gamma/\gamma-1)}]$	<p>Ш. Попович,          А.В. Яшин,          Д.Дж. Каррейра,          К.Х. Чу</p>

1	2	3	4
33		$\sigma_b/R_b = \gamma\eta / [1 + (\gamma-1)(0,75\eta + 0,25\eta^3)^{1,5(\gamma-1)}]$	<p>М.Л. Зак, Ю.П. Гуца (1987)</p>
34		$\sigma_b/R_b = \gamma\eta / \{1 + (\gamma-1)[\varphi(\eta)]^{\gamma/(\gamma-1)\varphi'(1)}\}$ <p><math>\varphi(\eta)</math> - возрастающая функция <math>\eta</math>, удовлетворяющая условию <math>\varphi(1)=1</math> и <math>\varphi'(1)=\partial\varphi/\partial\eta _{\eta=1}</math> <math>\epsilon_{tr} = 0,002</math></p>	<p>М.Л. Зак, Ю.П. Гуца (1987)</p>
35		$\sigma_b/R_b = \sum \alpha_i \times \gamma\eta / \{1 + (\gamma-1)[\varphi_i(\eta)]^{\gamma/(\gamma-1)\varphi_i'(1)}\}$ <p><math>\varphi_i(\eta) = (\eta + \eta^i)/2</math>, где <math>(i=1,2,3...)</math> при выбранных функциях <math>\varphi_i(\eta)</math></p>	<p>М.Л. Зак, Ю.П. Гуца (1987)</p>
36		$\sigma_b = E_b v_b \epsilon_b; v_b = 1/\gamma; e_2 = 1 - e_1$ $v_b = [-b + (b^2 - 4ac)^{0,5}] / 2ac; \eta = \epsilon_b / \epsilon_{br}$ $\alpha = \bar{v}_b^2 + e_2 \eta^2 (v_o - \bar{v}_b)^2$ $b = -[2\bar{v}_b^3 - \bar{v}_b e_1 \eta (v_o - \bar{v}_b)^2]$ $c = -\bar{v}_b^2 (v_o^2 - 2v_o \bar{v}_b)$ $v_o = \begin{cases} 1 & \text{при } \eta \leq 1 \\ 2,05 \bar{v}_b & \text{при } \eta > 1 \end{cases}$ $e_1 = \begin{cases} 2-2,5 \bar{v}_b & \text{при } \eta \leq 1 \\ 1,95 \bar{v}_b - 0,138 & \text{при } \eta > 1 \end{cases}$	<p>Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров (1986)</p>
37		$\sigma_b/R_b = \alpha_1 \bar{\epsilon}_b / \bar{\epsilon}_{br} + \alpha_2 (\bar{\epsilon}_b / \bar{\epsilon}_{br})^2 + \alpha_3 \times (\bar{\epsilon}_b / \bar{\epsilon}_{br})^3 + \alpha_4 (\bar{\epsilon}_b / \bar{\epsilon}_{br})^4 + \alpha_5 (\bar{\epsilon}_b / \bar{\epsilon}_{br})^5$ <p><math>\alpha_1, \alpha_2</math> - коэффициенты, определяемые из решения системы линейных уравнений методом исключения по алгоритму Гаусса (шаг 0,1 для <math>\bar{\epsilon}_b / \bar{\epsilon}_{br}</math>)</p> $\bar{\epsilon}_{bu} = \bar{\epsilon}_{br} (1,5 \dots 1,83)$	<p>И.Н. Герасимов, А.Е. Васильев, С.А. Юрченко (1989)</p>
38		$\sigma_b = \epsilon_b E_b \text{ при } 0 \leq \epsilon_b \leq \epsilon_e$ $\sigma_b = R_b \text{ при } \epsilon_e \leq \epsilon_b \leq \alpha \epsilon_e$ $\alpha = \epsilon_{bu} / \epsilon_e; \epsilon_{bu} = \alpha \epsilon_e$	<p>Р.И. Рабинович (1991)</p>
39		$\sigma_b = \epsilon_b E_b \text{ при } \epsilon_b < R_b / E_b$ $\sigma_b = R_b \text{ при } R_b / E_b \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{br}$	<p>А.Б. Голышев (1978)</p>

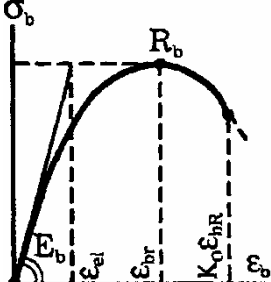
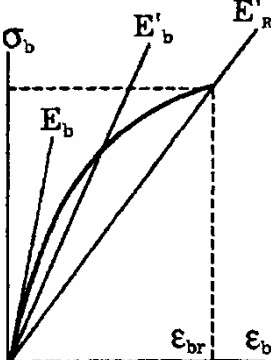
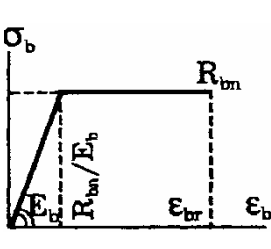
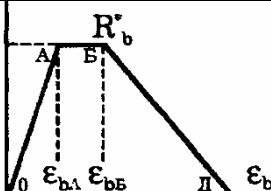
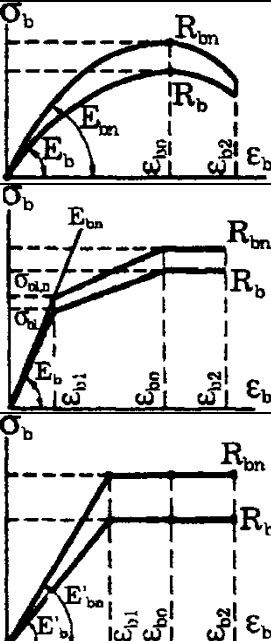
Продолжение табл. 2.8

1	2	3	4
40	<p>ДБ-1</p>	$\sigma_b = \epsilon_b E_b$ при $\epsilon_b \leq 0,6 R_{bn}$ $\sigma_b = R_{bn} [0,6 + 0,4(\epsilon_b - \epsilon_{el}) / (0,002 - \epsilon_{el})]$ при $\epsilon_{el} \leq \epsilon_b \leq 0,002$ $\sigma_b = R_{bn}$ при $\epsilon_{br} = 0,002 \leq \epsilon_b \leq 0,0034$ , где $\epsilon_{bu} = 0,0034$	Т.А. Мухамедиев Предложения НИИЖБ с корректировкой
41	<p>ДБ-2</p>	$\sigma_b = \epsilon_b E_b$ при $\epsilon_b \leq 0,6 R_{bn}$ $\sigma_b = R_{bn} [0,6 + 0,4(\epsilon_b - \epsilon_{el}) / (0,002 - \epsilon_{el})]$ при $\epsilon_{el} \leq \epsilon_b \leq 0,002$ $\sigma_b = R_{bn} [1 + (\alpha_1 - 1)(\epsilon_b - 0,002) / 0,0014]$ при $\epsilon_{br} = 0,002 \leq \epsilon_b \leq 0,0034$ , где $\epsilon_{bu} = 0,0034$ ; $\alpha_1 = 0,7 \dots 0,9$	Т.А. Мухамедиев Предложения НИИЖБ с корректировкой
42	<p>ДБ-3</p>	$\sigma_b = \epsilon_b E_b$ при $\epsilon_b \leq 0,6 R_{bn}$ $\sigma_b = R_{bn} [0,6 + 0,4(\epsilon_b - \epsilon_{el}) / (0,002 - \epsilon_{el})]$ при $\epsilon_{el} \leq \epsilon_b \leq 0,002$ $\sigma_b = R_{bn} [1 + (\alpha_2 - 1)(\epsilon_b - 0,002) / 0,0014]$ при $\epsilon_{br} = 0,002 \leq \epsilon_b \leq 0,0034$ , где $\epsilon_{bu} = 0,0034$ ; $\alpha_2 = 0,1 \dots 0,3$	Т.А. Мухамедиев Предложения НИИЖБ с корректировкой
43		$\sigma_b = \epsilon_b E_b$ при $\epsilon_b \leq \epsilon_{b1}$ $\sigma_b = 0,5 R_{b,ser} [1 + (\epsilon_b - \epsilon_{b1}) / (\epsilon_{b0} - \epsilon_{b1})]$ при $\epsilon_{b1} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b0}$ $\sigma_b = R_{b,ser}$ при $\epsilon_{b0} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b2}$ , где $\epsilon_{b1} = 0,5 R_{b,ser} / E_b$ $\epsilon_{b0} = \epsilon_{br} = 0,002$ $\epsilon_{b2} = \epsilon_{bu} = 0,0034$	В.И. Соломатов, А.С. Залесов, И.Т. Мирсояпов, В.И. Кондращенко, (1995)
44		$\sigma_b = 0,85 R_b \times 1000 \epsilon_b (250 \epsilon_b - 1)$ Идеализированную диаграмму нельзя применять для оценки модуля деформаций и нели- нейного анализа	Кодекс-образец ЕКБ-ФИП (1984)
45	<p>ДБ-4</p>	$\sigma_b = R_{bn} \times (k\eta - \eta^2) / [1 + (k-2)\eta]$ $k = 1,1 E_b E_c / R_{bn}$ или $k = 1 / \nu_b$ $\eta = \epsilon_b / \epsilon_{br}$ $\epsilon_{br} = 0,0022$ ; $\epsilon_{bu} = 0,0045$	Нормы ЕКБ-ФИП (1984)
46		$\epsilon_b = \epsilon_{br} [1 - (1 - \sigma_b / R_b)]^{0,5}$ $\epsilon_{br} = (8 \dots 30) 10^{-4}$ $\nu_b = \sigma_b / [E_b \epsilon_{br} (1 - [1 - \sigma_b / R_b]^{0,5})]$ $E_b = 5,2 \times 10^4 R / (23 + R)$ $\epsilon_b = 1 / E_b \int_0^{\sigma_b} [\partial \sigma_b / [1 - (\sigma_b / R_b)^{\chi}]]$ где $\chi = 1 \dots 2$	А.П. Кудзис (1988)

1	2	3	4
47		$\sigma_b = v_b E_b \epsilon_b, \text{ где } v_b = 1/(1 + \alpha_b \epsilon_b) \text{ при } \epsilon_b \leq \epsilon_{br};$ $v_b = \gamma_1 / \epsilon_b - \gamma_2 \text{ при } \epsilon_{br} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{bu}$ $\alpha_b = (1/v_{br} - 1) / \epsilon_{br}; \quad \gamma_1 = \epsilon_{bu} (v_{br} - v_{bu}) / (\eta_d - 1)$ $\gamma_2 = (v_{br} - v_{bk} \eta_d) / (\eta_d - 1); \quad v_{br} = R_b / E_b \epsilon_{br}$ $v_{bk} = \sigma_{bu} / E_b \epsilon_{bu}; \quad \eta_d = \epsilon_{bu} / \epsilon_{br}$	<p>Б.С. Расторгуев (1993)</p>
48		$\sigma_b = \epsilon_b R_b / \epsilon_{br}$ <p>при <math>0 \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{br}</math></p> $\sigma_b = R_b [1 - 0,15(\epsilon_b - \epsilon_{br}) / (\epsilon_{bu} - \epsilon_{br})]$ <p>при <math>\epsilon_{br} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{bu}</math></p>	<p>Б.С. Расторгуев (1993)</p>
49		$\sigma_b = \epsilon_b v_b E_b,$ $v_b = v_R^{(1)} + (1 - v_R)(1 - e_1^{(1)} \eta - e_2^{(1)} \eta^2)^{0,5}$ <p>- на восходящей ветви при:</p> $\sigma_b / R_{b,ser} = 0 \dots 1,$ $e_1^{(1)} = 1,4 - 0,175 R_{b,ser} / R_0 \leq 2$ $e_2^{(1)} = 1 - e_1^{(1)}; \quad R_0 = 10 \text{ МПа}$ $v_b = v_R - (v_o^{(2)} - v_R)(1 - e_1^{(2)} \eta - e_2^{(2)} \eta^2)^{0,5}$ <p>- на нисходящей ветви при:</p> $v_o^{(2)} = 2,05 v_r; \quad e_2^{(2)} = 1 - e_1^{(2)};$ $e_1^{(2)} = 0,2 + 0,188 R_{b,ser} / R_0 \leq 2$	<p>И.А. Узун (1993)</p>
50		<p>Универсальная зависимость для диаграмм деформирования бетона, арматуры и железобетонных элементов:</p> $\sigma = \alpha \sin f \epsilon + b \times \cos f \epsilon + c \times \epsilon + d,$ <p>где <math>f</math> - коэффициент, определяемый жёсткостью стержня; <math>a, b, c, d</math> - коэффициенты по методу наименьших квадратов или по приближению в отдельных точках. Например, для В50: <math>\alpha = -41,063</math>; <math>b = -166,410</math>; <math>c = 56712,21</math>; <math>d = 166,41</math>; <math>f = 395,5</math>, что практически совпадает с <math>\sigma_b = \varphi(\epsilon_b)</math></p>	<p>А.Ф. Остапенко (1992)</p>

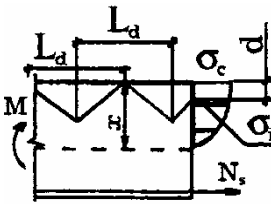
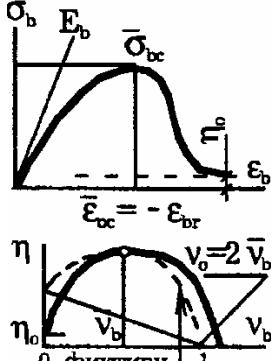

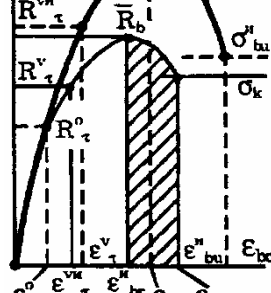
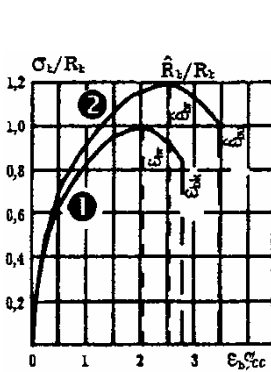
1	2	3	4
51		$\sigma_b(\epsilon_b) = \sigma_{bi} + \sum_i^k (m_{in})^{(i)} (\epsilon_b - \epsilon_{bi})^n,$ <p style="text-align: center;"><math>i = -L^i, \dots, 0, 1, \dots, k</math></p> <p>где <math>m_{in}</math> - коэффициенты сплайн-многочлена Тейлора: <math>m_{i1} = f_i'</math>; <math>m_{i2} = f_i''/2</math>; <math>m_{i3} = f_i'''/6</math>; <math>f_i', f_i'', f_i'''</math> - соответствующие производные исходной функции</p> $\sigma_{bc} = \epsilon_{bc} E_b \text{ при } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq \epsilon_\tau^0$ $\sigma_{bc} = \epsilon_{bc} E_b + m_1 (\epsilon_{bc} - \epsilon_\tau^0)^2 + m_2 (\epsilon_{bc} - \epsilon_\tau^0)^3 \text{ при } \epsilon_\tau^0 \leq \epsilon_{bc} \leq \epsilon_\tau^v$ $\sigma_{bc} = \bar{R}_b + m_3 (\epsilon_{br} - \epsilon_{bc})^2 + m_4 (\epsilon_{br} - \epsilon_b)^3 \text{ при } \epsilon_\tau^v \leq \epsilon_{bc} \leq \epsilon_{br}$ $\sigma_{bc} = \bar{R}_b + m_5 (\epsilon_{bc} - \epsilon_{br})^2 \text{ при } \epsilon_{br} \leq \epsilon_{bc} \leq \epsilon_k$ <p>Базовые точки: <math>R_\tau^0, R_\tau^v, R_b, \sigma_k</math></p>	<p>В.В. Михайлов, М.П. Емельянов, Л.С. Дудолатов, В.М. Митасов (1983)</p> <p>В.М. Митасов, В.В. Адищев, Д.А. Федоров (1990)</p> <p>В.В. Михайлов (1993)</p>
52		$\sigma_b = 0,85 R_b - (\epsilon_b - \epsilon_k) E_k,$ <p>где <math>\sigma_{bk} = 0,85 R_b</math>; <math>E_k, \epsilon_{bk}</math> - табличные значения, как <math>\phi(MB)</math>; <math>\epsilon_{br} = 0,0022</math>; <math>\epsilon_{bu} = 0,0027 \dots 0,0037</math></p>	<p>В.Н. Байков, С.В. Горбатов (1985)</p>
53		$\epsilon_b = \sigma_b / E_b \text{ при } 0 \leq \sigma_b \leq R_\tau^0$ $\epsilon_b = \epsilon_e + (\sigma_b - R_\tau^0) K_E / E_b \text{ при } R_\tau^0 \leq \sigma_b \leq R_b;$ $R_b = \text{const} = E_b v_1 \epsilon_b = E_b \epsilon_{bk} [v_{br} + (v_{bk} - v_{br})(\epsilon_b - \epsilon_{br}) / (\epsilon_{bu} - \epsilon_{br})]$ <p>при <math>\epsilon_{br} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{bu}</math></p>	<p>В.П. Полищук (1978)</p>
54		$\sigma_b = \epsilon_b E_0 / [1 + (E_0 - E_{пр}) \epsilon_b / R_b]$ <p>где <math>E_0</math> - начальный модуль, <math>E_{пр}</math> - предельный секущий модуль</p>	<p>Л.П. Макаренко, Г.А. Фенко (1970)</p>
55		$\sigma_b = \sigma_{b,max} [2\epsilon_b / \epsilon_{br} - (\epsilon_b / \epsilon_{br})^2] \text{ при } 0 \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{br}$ $\sigma_b = \sigma_{b,max} [1 - 0,15(\epsilon_b - \epsilon_{br}) / (\epsilon_{bk} - \epsilon_{br})] \text{ при } \epsilon_{br} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{bu}$	<p>Нормы США (1975)</p>
56		$\sigma_b = \epsilon_b E_b / [1 + (\epsilon_b / \epsilon_{br})^2]$	<p>В.М. Круглов, В.П. Устинов (1978)</p> <p>В.И. Кудашов, А.И. Казачевский (1979)</p>



1	2	3	4
57		$\bar{\sigma}_b = \sigma_b / R_b = (1/v_b) \bar{\epsilon}_b e^{\beta v_b \bar{\epsilon}_b^2}$ <p>где <math>\bar{\epsilon}_b = \epsilon_b / \epsilon_{br}</math>; <math>v_b = R_b / E_b \epsilon_{br}</math>  <math>\beta = -1 / \ln v_b</math></p> $K_b = \varphi(v_b) = 1,542 - 1,272$ <p>при <math>0,1 \leq v_b \leq 0,9</math>  <math>\epsilon_{br} = K_v R_b / v_{br} E_b</math>; <math>K_v</math> - коэффициент,          учитывающий скорость <math>v_f = \epsilon/t</math>  <math>v_{br} = \epsilon_{el} / \epsilon_{br} \rightarrow \varphi(v_b)</math></p>	<p>А.А. Прокопович (1979)</p> <p>С.А. Бутенко, И.В. Афанасьев (1989)</p>
58		$\epsilon_b = S(\sigma_b / R_b) \delta$ <p><math>S(\sigma_b / R_b)</math> - множитель афиноподобия упругомгновенных деформаций; <math>\delta = 1/E_b</math></p> $S(\sigma_b / R_b) = \sigma_b [1 + k(\sigma_b / R_b)^q]$ <p><math>k = (1 - v_{br}) / v_{br}</math>; <math>v_{br} = E'_b / E_b</math>; <math>E'_b</math> - секущий модуль; <math>q = 1/v_{br}</math>; <math>\epsilon_b = \sigma_b [1 + ((1 - v_{br}) / v_{br}) \times (\sigma_b / R_b)^{1/v_{br}}] / E_b</math>; <math>\sigma_b = E_b v_{br} \epsilon_{br}^{(1 - v_{br})} \epsilon_b^{v_{br}}</math>; <math>\sigma_b = E_b \epsilon_{br} [v_{br} / (1 - v_{br})] (1 - v)</math>; где: <math>v = E'_b / E_b</math>; <math>(1 - v) = (1 - v_{br}) \sigma_b / R_b</math></p>	<p>В.М. Бондаренко (1968)</p> <p>Е.М. Бабич, Ю.А. Крусь, Ю.В. Гарницкий (1996)</p>
59		$\sigma_b = \epsilon_b E_b \text{ при } 0 \leq \epsilon_b \leq R_{bn} / E_b$ $\sigma_b = R_{bn} \text{ при } R_{bn} / E_b \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{br}$ <p><math>\epsilon_{br} = 0,002 \dots 0,0025</math> - с учётом          длительности действия нагрузки          и условий работы бетона</p>	<p>В.П. Полищук (1978)</p> <p>Я.Д. Лившиц, В.Б. Назаренко, Н.Х. Нигматуллина (1977)</p>
60		$\sigma_b = \epsilon_b R'_b \epsilon_{b1} \text{ при } 0 \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b1}$ $\sigma_b = R'_b \text{ при } \epsilon_{b1} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b2}$ $\sigma_b = [R'_b (\epsilon_{b2} - \epsilon_b)] / (\epsilon_{b2} - \epsilon_{b3}) \text{ при } \epsilon_{b2} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b3}$ <p>где <math>R'_b = 1,15 R_b</math>; для В25; <math>\epsilon_{b1} = 0,0006</math>;  <math>\epsilon_{b2} = 0,0021</math>; <math>\epsilon_{b3} = 0,0102</math></p>	<p>П.Н. Ганага, Л.Р. Маилян (1987) Г.И. Попов (1995)</p>
61		<p>Любые криволинейные нормированные зависимости, например, по рекомендациям ЕКБ-ФИП (см. п. 17 данной табл.)</p> $\sigma_b = \epsilon_b E_b$ $\sigma_b = \epsilon_b E_{bn} \text{ при } \epsilon_b \leq \epsilon_{b1}$ $\sigma_b = R_b [\epsilon_{b1} + (\epsilon_{b2} - \epsilon_{b1})(\epsilon_b - \epsilon_{b1}) / (\epsilon_{b2} - \epsilon_{b1})]$ <p>при <math>\epsilon_{b1} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b2}</math>; <math>\sigma_b = R_{bn} [\epsilon_{b1} + (\epsilon_{b2} - \epsilon_{b1}) \times (\epsilon_b - \epsilon_{b1}) / (\epsilon_{b2} - \epsilon_{b1})]</math> при <math>\epsilon_{b1} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b2}</math>;  <math>\sigma_b = R_b</math>; <math>\sigma_b = R_{bn}</math> при <math>\epsilon_{b2} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b3}</math></p> $\sigma_b = \epsilon_b E'_b$ $\sigma_b = \epsilon_b E'_{bn} \text{ при } \epsilon_b \leq \epsilon_{b1}$ $\sigma_b = R_b$ $\sigma_b = R_{bn} \text{ при } \epsilon_{b1} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{b2}$ <p>Здесь: <math>\epsilon_{b1} = \epsilon_{b1,n}</math>; <math>\epsilon_{b2} = \epsilon_{b2,n}</math>;  <math>\epsilon_{b3} = \epsilon_{b3,n}</math>; <math>E_{bn} \neq E'_b</math>; <math>E'_{bn} \neq E'_{bn}</math></p>	<p>А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичева (1996)</p>

1	2	3	4
62		$\sigma_b/R_b = (k\eta - \eta^2) / [1 + (k-2)\eta]$ <p>где: <math>\eta = \epsilon_b/\epsilon_{br}</math>; <math>k = E_b\epsilon_{br}/R_b</math></p>	<p>А.С. Залесов, И.Т. Мирсояпов (1994) Модель кода ЕКБ-ФИП 1990</p>
63		$\sigma_b = R_b [\epsilon_b/\epsilon_{br} - (\epsilon_b/\epsilon_{br})^2]$	<p>П. Зиа, Ф.Л. Моридиу (1966)</p>
64		$\sigma_b/R_b = 2\epsilon_b/\epsilon_{br} - (\epsilon_b/\epsilon_{br})^2 \text{ при } 0 \leq \epsilon_b \leq \tilde{\epsilon}_b$ $\sigma_b/R_b = 32\epsilon_{br}/\epsilon_b \text{ при } \epsilon_b > \tilde{\epsilon}_b$ <p><math>\tilde{\epsilon}_b</math> - ограничение предельных деформаций при кратковременном нагружении</p>	<p>В.Д. Чуприн (1979)</p>
65		$\sigma_b/R_b = 2,65\epsilon_b/\epsilon_{br} - 2,2(\epsilon_b/\epsilon_{br})^2 + 0,6(\epsilon_b/\epsilon_{br})^3 - 0,05(\epsilon_b/\epsilon_{br})^4$ $\sigma_b/R_b = 2,66\epsilon_b/\epsilon_{br} - 2,5(\epsilon_b/\epsilon_{br})^2 + 1,05(\epsilon_b/\epsilon_{br})^3 - 0,2(\epsilon_b/\epsilon_{br})^4$ <p>Первая формула получена по методу наименьших квадратов. Вторая формула - для условий: 1) при <math>\eta = \epsilon_b/\epsilon_{br} = 1</math> <math>(\sigma_b/R_b)' = 0</math>; 2) при <math>\eta = 1</math> <math>(\sigma_b/R_b) = 1</math>; 3) при <math>\eta = 0</math> <math>(\sigma_b/R_b)' = \epsilon_{br}E_b/R_b</math>; 4) при <math>\eta = 2</math> <math>(\sigma_b/R_b) = 0,5</math> для <math>\epsilon_{br}</math>; 5) <math>\epsilon_{br} = 0,002</math></p>	<p>А.Б. Голышев, А.М. Бамбура (1981) НИИСК</p>
66		$\sigma_b = 0,5R_b\epsilon_b/\epsilon_{el}(1 + \epsilon_{el}/\epsilon_{br})$ <p>при <math>0 &lt; \epsilon_b \leq \epsilon_{el}</math></p> $\sigma_b = 0,5R_b(1 + \epsilon_b/\epsilon_{br})$ <p>при <math>\epsilon_{el} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{br}</math></p> $\sigma_b = R_b \text{ при } \epsilon_{br} \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{bu}$ $(\sigma_{b1} + R_b)/2 \approx 0,5R_b$	<p>О.Ф. Ильин (1984)</p>
67		$\sigma_b = R_b [1 - (x - x_r/x_r)^m]$ <p><math>x</math> - координата рассматриваемой точки сечения; <math>x_r</math> - расстояние от нейтральной оси до точки, где <math>\sigma_b = R_b</math> (МПа); <math>m = 1300/(260 + R_b)</math></p>	<p>Е.А. Чистяков, А.В. Шубик (1979)</p>

1	2	3	4
68		$\sigma_b(x) = R_{br} [k_1 (\epsilon_b / \epsilon_{br}) (x_i / x) + k_2 (\epsilon_b x / \epsilon_{br} x)^2 + \dots + k_n (\epsilon_b x_i / \epsilon_{br} x)^n]$ <p>Равновесие внутренних сил в нормальном сечении с учётом отклонений распределения деформаций в растянутой зоне от гипотезы плоского поворота</p>	<p>Ю.П. Гуша, И.Л. Лемыш (1986)</p>
69		$\epsilon_b = A x e^{-(x - \bar{x})^2 / 2\sigma_d} - \epsilon_0$ <p>(кривая Гаусса)</p>	<p>А.С. Лычев, В.П. Корякин, Г.В. Леонтьев</p>
70		$\sigma_b = (z/x)^{n_\sigma} \times \sigma_r; \epsilon_b = (z/x)^{n_\epsilon} \times \epsilon_r$ $\epsilon_r = \sigma_r [1 + \eta (\sigma_r / R_b)^m] / E_b$ $0 \leq n_\sigma \leq 1; 0 < n_\epsilon < 1$	<p>В.М. Бондаренко</p>
71		$\sigma_b = v_b \epsilon_b E_b$ <p>где <math>v_b = v_{bl} - b k \alpha</math>, <math>\alpha</math> - степень критерия загрузки <math>\varphi(R, \mu, R_s)</math></p>	<p>О.А. Коковин (1968)</p>
72		$\sigma_b = v_b \epsilon_b E_b$ <p>где <math>v_b = 0,279 + 0,295 \times 10^{-3} R + 0,262 \mu_s - 0,299 (M/M_p)</math></p>	<p>Г.В. Леонтьев, А.С. Лычев (1973)</p>
73		$\sigma_b = R_b \sum \alpha_i (\epsilon_b / \epsilon_{br})^i$ <p>где <math>\alpha_i = \epsilon_{bu} / \epsilon_{br}</math></p>	<p>А.М. Бамбура (1980)</p>
74		$\sigma_b = \epsilon_b E_b e^{-(\epsilon_b / \epsilon_{br})^m / m}$ $\epsilon_{br} \times 10^2 = 340 - 175 \xi - (1 - 2,25 \xi) 170 e^{-(5,75 (\epsilon_b e_0 / h)^{1/3})}$ $\epsilon_{bu} = \epsilon_{br} \times \alpha_i$ <p>где <math>\xi = \mu_s R_s / R_b</math>  <math>\alpha_i = 1,227 - 0,475 \xi - 0,18 (1 - 2,11 \xi) e^{-(0,47 - 0,41 \xi) \epsilon_0 / h}</math>          для частично сжатых сечений при <math>\mu_1 &lt; \mu_2 \rightarrow \xi_1 &lt; \xi_2</math>; для полностью сжатых сечений при <math>\mu_3 &lt; \mu_4 \rightarrow \xi_3 &gt; \xi_4</math></p>	<p>Д.Р. Маилян (1979)</p>
75		$\sigma_b = \epsilon_b E_b e^{-(\epsilon_b / \epsilon_{br})}$ <p>- для кратковременного режима</p>	<p>В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко (1982)</p>
76		$\sigma_b(t) / R_b(t) = \eta e^{(1-\eta)}$ <p>где <math>\eta = \epsilon_b(t) / \epsilon_{br}(t)</math>  <math>\sigma_b(t) = R_{b,kr}(t) \eta e^{(1-\eta)} r(t, t_0)</math>, где <math>R_{b,kr}(t)</math> - кратковременная призматическая прочность бетона в возрасте <math>t</math> суток;  <math>r(t, t_0) = \gamma_{b2} R_{b28} / R_{b,kr}(t)</math> - коэффициент изменения (нарастания) прочности бетона во времени</p>	<p>В.Г. Назаренко, А.В. Боровских (1999)</p>

1	2	3	4
77		$\epsilon_b = (\sigma_c / E_b) + (0,25 G_o / \sigma) + [(1,5 G_c / R_b) + (W_c / L_d)] [1 - (\sigma_c / \sigma)]$ <p>где <math>W_c</math> - предельные локальные деформации; для тяжёлого бетона 0,5мм; <math>L_d</math> - длина опасной зоны = 0,5d; <math>G_o</math> и <math>G_c</math> - соответствующие энергии разрушения по опытам</p>	<p>Р.А. Пирадов, Е.А. Гузеев (1998)</p>
78		$\epsilon_b = \sigma_b / (E_b v_b), \text{ где } v_b = p + (p^2 + s)^{0,5}$ $p = \{ \bar{v}_b [2 \bar{v}_b^2 - \omega_1 \eta_d (v_o - \bar{v}_b)^2] / 2 [ \bar{v}_b^2 + \omega_2 \eta_d^2 (v_o - \bar{v}_b)^2 ] \}$ $s = \bar{v}_b^2 (v_o^2 - 2v_o \bar{v}_b) / [ \bar{v}_b^2 + \omega_2 \eta_d^2 (v_o - \bar{v}_b)^2 ]$ <p>где <math>\eta_d = \epsilon_b / \bar{\epsilon}_{bc}</math>; <math>\eta = \eta_d v_b / \bar{v}_b</math>; <math>\omega_2 = 1 - \omega_1</math>; <math>\bar{\epsilon}_{bc} = -\epsilon_{br}</math>; при <math> \epsilon_b  \leq  \bar{\epsilon}_{bc} </math>: <math>v_o = 1</math>, <math>\omega_1 = (2 - 2,5 \bar{v}_b)</math>; при <math> \epsilon_b  &gt;  \bar{\epsilon}_{bc} </math>: <math>v_o = 2,05 \bar{v}_b</math>, <math>\omega_1 = (1,95 \bar{v}_b - 0,138)</math></p>	<p>Н.И. Карпенко (1996)</p>
79		$\sigma_{b,max} / R_b = 1,27 + 0,36(90 - R) / R$ <p>для (20 ≤ R ≤ 90) - над трещиной; <math>\sigma_{bk} / \bar{R}_b = 1</math> - при осевом сжатии</p>	<p>В.П. Чайка (1994)</p>
80		$\sigma_b = \psi'(\epsilon)$ <p>где <math>\psi'(\epsilon) = k \psi[(\epsilon - \epsilon_o) / k + \epsilon_o] - (k - 1) \psi(\epsilon_o)</math> - при <math>\epsilon &gt; \epsilon_o</math>; <math>\psi'(\epsilon) = \psi(\epsilon_o)</math> - при <math>\epsilon &lt; \epsilon_o</math>; <math>\psi(\epsilon)</math> - функция для эталонной диаграммы по п. 51.  <math>\epsilon^{om}_\tau = \epsilon^o_\tau</math>; <math>\epsilon^p_\tau &lt; \epsilon_o &lt; \epsilon_{tr}</math>; <math>\epsilon^{tr}_\tau = k(\epsilon_{tr} - \epsilon_o) + \epsilon_o</math>;  <math>\epsilon^{bu}_\tau = k(\epsilon_{bk} - \epsilon_o) + \epsilon_o</math> - узловые точки.  <math>\epsilon(y) = \epsilon^{bu}_\tau x y / (h - x)</math>, <math>y_\tau = \epsilon_{tr}(h - x) / \epsilon^{bu}_\tau</math>;  <math>\epsilon^{tr}_\tau(y) = k(y)(\epsilon_{tr} - \epsilon_o) + \epsilon_o</math>, <math>\epsilon^{bu}_\tau(y) = k(y)(\epsilon_{bk} - \epsilon_o) + \epsilon_o</math></p>	<p>В.В. Адищев, В.М. Митасов (1996)</p>
81		$\sigma_b = [k(\epsilon_b / \epsilon_{br}) - (\epsilon_b / \epsilon_{br})^2] R_b / [1 + (k - 2)(\epsilon_b / \epsilon_{br})]$ <p><math>k = E_b \epsilon_{br} / R_b</math> при центральном сжатии;  <math>\epsilon_{br} = 2\% \sigma</math>; <math>k = E_b \hat{\epsilon}_{br} / \hat{R}_b</math> при внецентренном сжатии;  <math>\hat{\epsilon}_{br} = 1,05 \chi \epsilon_{br}</math>; <math>\hat{R}_b = \chi R_b</math>;  <math>\chi = 1,2944 + 0,2352 \lg(\rho)</math>;  <math>\rho = \phi(M_u)</math> или <math>\rho = \hat{\epsilon}_{bu} / x_m</math>; <math>\rho</math> - кривизна; <math>\hat{\epsilon}_{bu} = 2,9 \dots 3,5\% \sigma</math> - на нисходящей ветви по ЕКБ-ФИП; <math>x_m</math> - средняя высота сжатой зоны</p>	<p>И.А. Узун (1998)</p>

1	2	3	4
82		$\sigma_b = [k(\varepsilon_b/\varepsilon_{br}) - (\varepsilon_b/\varepsilon_{br})^2] R_b / [1 + (k - 2)(\varepsilon_b/\varepsilon_{br})];$ $k = E_b \varepsilon_{br} / R_b \text{ при центральном сжатии;}$ $\varepsilon_{br} = 2\% \text{; } k = E_b \hat{\varepsilon}_{br} / \hat{R}_b \text{ при внецентренном сжатии;}$ $\hat{\varepsilon}_{br} = \varepsilon_{br} (\hat{R}_b / R_b^{on});$ $(\hat{R}_b / R_b^{on}) \leq 1,2; \hat{R}_b = \chi R_b^{on}; \chi - \text{коэффициент упрочнения сжатой зоны бетона;}$ $\chi = 1,2944 + 0,2352 \lg(\hat{\varepsilon}_{bu} \psi_b / x_m);$ $\hat{\varepsilon}_{bu} \approx \varepsilon_{bk} (\hat{\varepsilon}_{br} / \varepsilon_{br}); x_m - \text{средняя высота сжатой зоны, поскольку } \varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s,max} \psi_s = \varepsilon_{br} (\omega / \xi^{y_k} - 1) / (1 - \omega_0 / 1,1), \text{ а}$ $\varepsilon_{bm} = \hat{\varepsilon}_{bu} \psi_b = \hat{\varepsilon}_{s,max,m} \psi_s (\xi / \omega) / (1 - \xi / \omega),$ $\omega_0 = 0,85 - 0,0048 R_b^{on} \text{ или } \omega_0 = 0,85 - 0,008 R_b; \xi = x_m \omega_0 / h_0,$ <p>где при изгибе и внецентренном сжатии (растяжении) соответственно из уравнений равновесия:</p> $x_m = (\sigma_s A_s - \sigma_s A'_s + \omega_b R_{bt}^{on} b x_{mt}) / (\omega_b \chi R_b^{on} b)$ <p>и</p> $x_m = (\pm N + \sigma_s A_s - \sigma_{sc} A'_s + \omega_b R_{bt}^{on} b x_{mt}) / (\omega_b \chi R_b^{on} b);$ $x_{mt} = \varepsilon_{bt} x_m / \varepsilon_{bm}; \varepsilon_{bt} = 2 R_{bt,ser} / E_b$	<p>И.А. Узун (1998)</p>

Модель деформирования бетона как нелинейного разномодульного композитного материала, подвергающегося воздействию агрессивной хлоридсодержащей среды, принимаем в виде кубической параболы [31]:

$$\sigma = \begin{cases} A_p \varepsilon - B_p \varepsilon^3, & \sigma > 0; \\ A_c \varepsilon - B_c \varepsilon^3, & \sigma < 0, \end{cases} \quad (2.39)$$

где индексы «с» и «р» означают, что параметр характеризует деформирование материала соответственно при сжатии или деформировании.

Значения коэффициентов  $A_p, A_c, B_p, B_c$  определяются из условия наилучшей аппроксимации по методу наименьших квадратов кривых одноосного деформирования непораженных агрессивной средой образцов бетона при растяжении и сжатии. При недостаточном количестве экспериментальных данных значения параметров модели могут быть также определены из условий соответствия модели физическим свойствам диаграммы деформирования и граничных условий (прохождение модели через характерные точки диаграммы).

## 2.4.2. Модель деградации механических свойств бетона в хлоридсодержащей среде

Анализ экспериментальных данных [3, 6, 13, 23] показывает, что с течением времени, по мере проникания хлоридсодержащей среды в композитный материал (бетон) и взаимодействия ее с наиболее реакционноспособным компонентом бетона (цементным камнем), происходит изменение характера диаграммы деформирования бетона (рис. 2.13). Поэтому, считая, что механические характеристики бетона (диаграмма деформирования) в каждой точке материала зависят от концентрации в ней агрессивной среды, принимаем [35]:

$$\sigma = f(\varepsilon, C), \quad (2.40)$$

где  $C(x, y, z, t)$  – концентрация среды в точке образца в момент времени  $t$ .

В работе модель, характеризующая зависимость между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном нагружении в инертной среде, распространяется на бетон, подверженный коррозии. Как уже отмечалось, результаты длительных экспериментальных исследований [13, 23] свидетельствуют, что характер диаграммы деформирования бетона при одноосном нагружении, вследствие воздействия агрессивной среды, не изменяется. Однако, в зависимости от концентрации агрессивной среды в материале, несколько меняются координаты характерных точек диаграммы деформирования. Результаты анализа экспериментальных данных позволяют сделать вывод о близком к подобному изменению диаграммы деформирования бетона вследствие воздействия хлоридсодержащей среды. Основываясь на данном выводе, будем аппроксимировать диаграмму деформирования пораженного хлоридами бетона (2.40) произведением функции  $\varphi(\varepsilon)$ , соответствующей деформированию непораженного бетона, и функции влияния  $\eta(C)$ , отражающей степень деградации механических свойств материала при насыщении его хлоридами:

$$\sigma = \varphi(\varepsilon) \cdot \eta(C). \quad (2.41)$$

В качестве функции  $\varphi(\varepsilon)$  можно принимать зависимости из табл. 2.7 и 2.8, а функцию  $\eta(C)$  можно задавать следующим образом (см. табл. 2.9).

В случае, когда агрессивная среда приводит к неподобному изменению диаграммы деформирования, учесть влияние среды можно, полагая коэффициенты в конкретной реализации функции  $\varphi(\varepsilon)$  зависящими от концентрации среды  $C$  в точке материала.

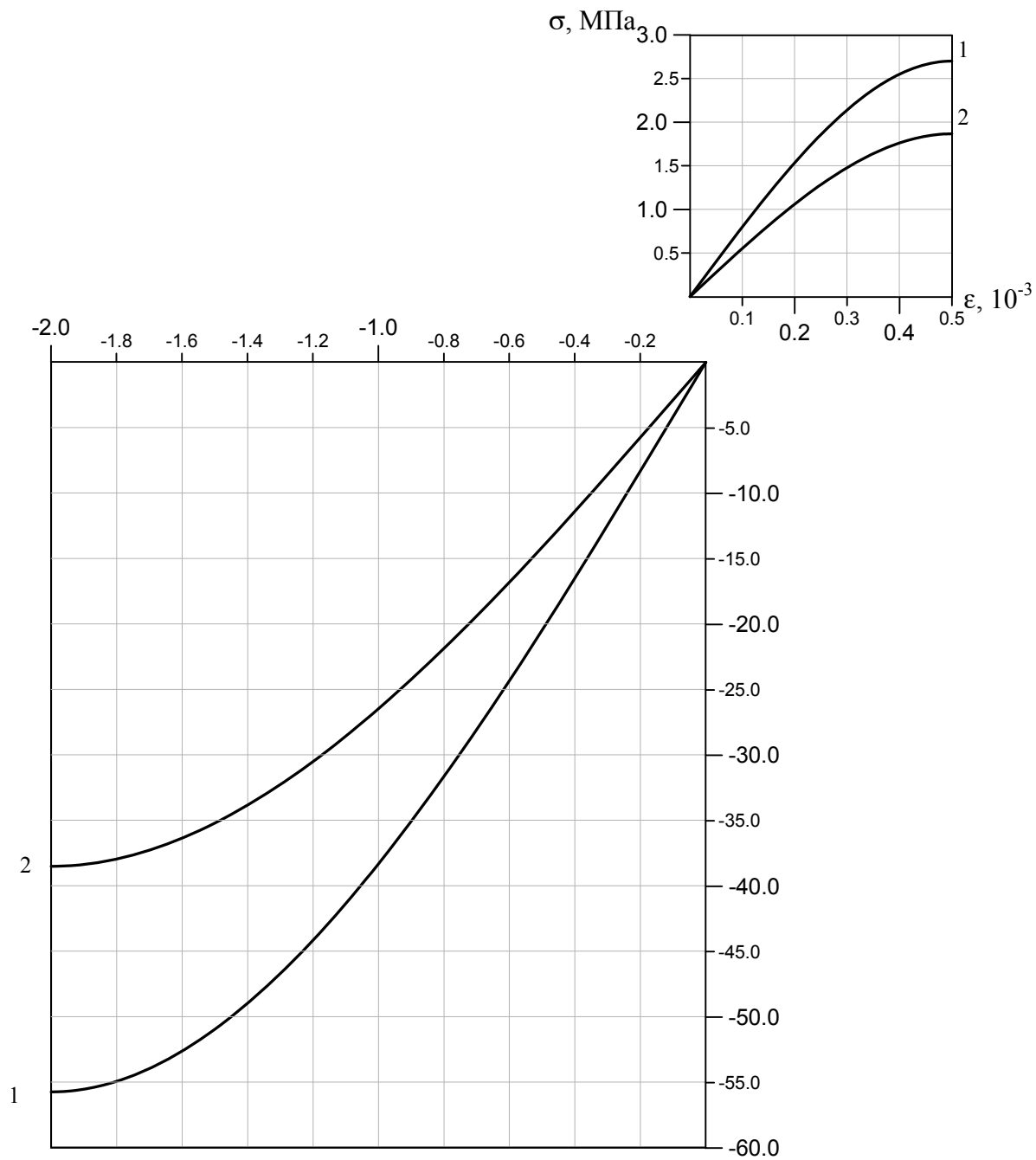


Рис. 2.13. Диаграмма деформирования бетона:  
 1 – в исходном состоянии; 2 – насыщенного 1 %-м раствором HCl

Выражения для  $\eta(C)$ 

Название	Вид функции $\eta(C)$
Линейная [18]	$\eta = 1 - \alpha C$
Параболическая [18]	$\eta = 1 - (1 - \alpha)C^\beta$
Экспоненциальная [113]	$\eta = \exp(-\alpha C)$
Гиперболическая [35]	$\eta = \frac{1}{(1 + \alpha C)}$
Степенной ряд [18]	$\eta = 1 + \alpha C + \beta C^2$
Ступенчатая [18]	$\eta = \begin{cases} 1, & \text{при } C \leq C^* \\ \alpha, & \text{при } C > C^* \end{cases}$
Степенная [13]	$\eta(C) = 1 - \alpha \cdot C^\beta$
Логарифмическая [13]	$\eta(C) = 1 - \alpha \cdot \ln(\beta \cdot C + 1)$

Здесь  $\alpha, \beta$  – коэффициенты,  $C^*$  – критическое значение концентрации [13, 18, 35].

### 2.4.3. Определение коэффициентов модели деформирования бетона по экспериментальным данным

Для нахождения коэффициентов использовались экспериментальные данные, полученные в [23] для тяжелого цементного бетона с водоцементным отношением 0,4, подвергнутого воздействию 1 %-го раствора соляной кислоты, а также данные, приведенные в работе [36].

Значения коэффициентов зависимости (2.39) находятся по методу наименьших квадратов из условия минимума суммы квадратов отклонений расчетных значений  $\sigma_j = A \cdot \epsilon_j - B \cdot \epsilon_j^3$  от измеренных  $\sigma_j^{\text{эк}}$ , то есть функционала вида:

$$I = \sum_{j=1}^n \left( A \epsilon_j - B \epsilon_j^3 - \sigma_j^{\text{эк}} \right)^2 \rightarrow \min. \quad (2.42)$$

Здесь  $N$  – общее количество точек, принятых при аппроксимации экспериментальной кривой.

Значения коэффициентов  $A$  и  $B$  определяются по формулам:

$$A = \frac{\left( \sum_{j=1}^n \sigma_j \epsilon_j \right) \left( \sum_{j=1}^n \epsilon_j^6 \right) - \left( \sum_{j=1}^n \sigma_j \epsilon_j^3 \right) \left( \sum_{j=1}^n \epsilon_j^4 \right)}{\left( \sum_{j=1}^n \epsilon_j^2 \right) \left( \sum_{j=1}^n \epsilon_j^6 \right) - \left( \sum_{j=1}^n \epsilon_j^4 \right)^2}, \quad (2.43)$$

$$B = \frac{\left( \sum_{j=1}^n \sigma_j \epsilon_j \right) \left( \sum_{j=1}^n \epsilon_j^4 \right) - \left( \sum_{j=1}^n \sigma_j \epsilon_j^3 \right) \left( \sum_{j=1}^n \epsilon_j^2 \right)}{\left( \sum_{j=1}^n \epsilon_j^2 \right) \left( \sum_{j=1}^n \epsilon_j^6 \right) - \left( \sum_{j=1}^n \epsilon_j^4 \right)^2}.$$



Определенные по методу наименьших квадратов значения коэффициентов модели (2.39) для образцов из тяжелого бетона представлены в табл. 2.10.

Идентификация параметров модели вторым способом, через требование соответствия физическим свойствам диаграммы и постановку граничных условий, дает следующие результаты.

Из условий равенства нулю производных в точках, соответствующих пределу прочности, имеем:

$$\partial\sigma/\partial\varepsilon|_{\text{пред.с}} = A_c - 3B_c\varepsilon_{\text{пред.с}}^2 = 0, \quad (2.44)$$

а также из равенства:

$$\sigma_{\text{пред.с}} = A_c\varepsilon_{\text{пред.с}} - B_c\varepsilon_{\text{пред.с}}^3. \quad (2.45)$$

Из совместного решения (2.44) и (2.45) получим:

$$A_c = \frac{3}{2} \frac{\sigma_{\text{пред.с}}}{\varepsilon_{\text{пред.с}}}; \quad B_c = \frac{\sigma_{\text{пред.с}}}{2\varepsilon_{\text{пред.с}}^3}, \quad (2.46)$$

аналогично для параметров растяжения:

$$A_p = \frac{3}{2} \frac{\sigma_{\text{пред.р}}}{\varepsilon_{\text{пред.р}}}; \quad B_p = \frac{\sigma_{\text{пред.р}}}{2\varepsilon_{\text{пред.р}}^3}.$$

Полученные по экспериментальным данным для сжатия [23]:  $\sigma_{\text{пред.с}} = -55,74$  МПа;  $\varepsilon_{\text{пред.с}} = -2,0 \cdot 10^{-3}$ , и для растяжения [36]:  $\sigma_{\text{пред.р}} = 2,7$  МПа;  $\varepsilon_{\text{пред.р}} = 0,5 \cdot 10^{-3}$ , значения параметров модели (2.39) представлены в табл. 2.10.

Т а б л и ц а 2 . 1 0

Набор коэффициентов	Вид нагружения	Коэффициенты		Граница области деформаций $\varepsilon_{\text{гр}}$
		$A$ , МПа	$B$ , МПа	
1	растяжение	$8,886 \cdot 10^3$	$1,206 \cdot 10^{10}$	$4,955 \cdot 10^{-4}$
	сжатие	$4,425 \cdot 10^4$	$4,202 \cdot 10^9$	$-1,874 \cdot 10^{-3}$
2	растяжение	$8,1 \cdot 10^3$	$1,08 \cdot 10^{10}$	$5,00 \cdot 10^{-4}$
	сжатие	$4,181 \cdot 10^4$	$3,484 \cdot 10^9$	$-2,00 \cdot 10^{-3}$

Набор коэффициентов 1 определялся по методу наименьших квадратов (2.43); 2 – через граничные условия (2.46).

В таблице также указаны границы области деформаций бетона при растяжении и сжатии, при которых аппроксимирующая функция близка к каждой экспериментальной диаграмме деформирования. Эти значения деформаций определяются по формуле

$$\varepsilon_{\text{гр.}} = \sqrt{\frac{A}{3B}}. \quad (2.47)$$

В табл. 2.11, 2.12 приведены экспериментальные и теоретические значения напряжений, полученные при аппроксимации экспериментальных значений зависимостью (2.39) с различным набором коэффициентов, а также относительная погрешность аппроксимации.

Т а б л и ц а 2 . 1 1

Растяжение неповрежденного бетона

Набор коэф- фициентов	$\varepsilon, 10^{-4}$	1	2	3	4	4,5	5
	$\sigma_{\text{экс}}, \text{МПа}$	1,4	2,0	2,4	2,6	2,67	2,7
1	$\sigma_{\text{теор}}, \text{МПа}$	0,877	1,68	2,34	2,78	2,9	2,93
	Погрешность, %	-37,4	-15,9	-2,49	7,02	8,60	8,71
2	$\sigma_{\text{теор}}, \text{МПа}$	0,799	1,53	2,14	2,55	2,66	2,7
	Погрешность, %	-42,9	-23,3	-10,9	-1,97	-0,34	0

Т а б л и ц а 2 . 1 2

Сжатие неповрежденного бетона

Набор коэффи- циентов	$\varepsilon, 10^{-3}$	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
	$\sigma_{\text{экс}}, \text{МПа}$	13,0	23,0	32,0	40,0	46,0	51,5	54,5	55,7
1	$\sigma_{\text{теор}}, \text{МПа}$	11,0	21,6	31,4	40,1	47,1	52,2	54,9	54,9
	Погрешность, %	-15,4	-6,08	-1,82	0,13	2,42	1,36	0,78	-1,44
2	$\sigma_{\text{теор}}, \text{МПа}$	10,4	20,5	29,9	38,3	45,5	51,0	54,5	55,8
	Погрешность, %	-20,0	-11,0	-6,60	-4,19	-1,18	-1,06	-0,008	0,086

Анализ результатов показывает, что модель деформирования (2.39) при значениях коэффициентов  $A$  и  $B$ , определенных двумя рассмотренными методами, имеет примерно одинаковую степень соответствия с экспериментальными кривыми одноосного деформирования, достаточную для проведения инженерных расчетов. Однако, вычисление параметров модели вторым рассмотренным способом менее затруднительно с математической точки зрения.

#### 2.4.4. Моделирование влияния хлоридсодержащей среды на механические характеристики железобетона

Как уже отмечалось, диаграмму деформирования пораженного хлоридами бетона можно аппроксимировать произведением функции (2.39), соответствующей деформированию непораженного бетона, и функции влияния  $\eta(C)$ , отражающей степень деградации механических свойств материала при насыщении его хлоридами.

В работе [23] приводятся результаты обработки экспериментальных данных [37–39] по кинетике изменения прочности бетона в жидких хлоридсодержащих средах (рис. 2.14). Автором [23] исследовалось изменение прочностных показателей бетона в условиях воздействия жидких хлорид-

содержащих сред. В качестве рабочей агрессивной среды был принят 1 %-й раствор соляной кислоты HCl с показателем pH = 0,56 и концентрацией ионов хлора 10,09 г/л. Бетонные армированные образцы размером 6×12×100 см бетонировались в специально изготовленных металлических формах. Одновременно с железобетонными образцами изготавливались кубы с размером ребра 5 см и призмы размером 10×10×40 см. Характеристики бетона в возрасте 28 суток: кубиковая прочность 40,2 МПа, призмная прочность 33,4 МПа, начальный модуль упругости 35500 МПа.

По условиям контакта со средой образцы разделялись на 4 группы: всестороннее воздействие 1 %-го раствора соляной кислоты; воздействие 1 %-го раствора соляной кислоты со стороны сжатой и растянутой зон сечения; воздействие 1 %-го раствора соляной кислоты только на сжатую часть сечения; хранение образцов в нормальных термовлажностных условиях. Перед погружением образцов в раствор соляной кислоты их соответствующие грани изолировались лаком ХП-743. Образцы хранились в емкостях с агрессивным раствором при полном погружении, концентрация раствора соляной кислоты контролировалась и поддерживалась неизменной. Железобетонные элементы испытывались на внецентренное сжатие и изгиб (четырёхточечный). Испытания проводились в возрасте 28 суток, затем после 180, 360, 540 и 720 суток хранения в 1 %-м растворе соляной кислоты.

Испытания бетонных кубов и призм показали, что при длительном воздействии жидких хлоридсодержащих сред вследствие диффузии агрессивных реагентов происходит изменение свойств бетона. Средние опытные значения кубиковой и призмной прочности, начального модуля упругости и глубины нейтрализации бетона для каждого временного этапа воздействия хлоридсодержащей среды приведены в табл. 2.13. На рис. 2.14 показаны результаты испытаний образцов бетона на сжатие.

Т а б л и ц а 2 . 1 3

Изменение свойств бетонных образцов в 1 %-м растворе HCl

Среда	Время, сутки	$R$ , МПа	$R_b$ , МПа	$E_b$ , МПа	$L_{хл}$ , см
Воздух	28	40,2	33,4	35500	0,00
1 %-я HCl	180	42,4	35,7	34100	0,90
	360	37,3	32,4	31900	1,40
	540	34,2	30,7	30600	1,85
	720	33,6	29,5	28200	2,30

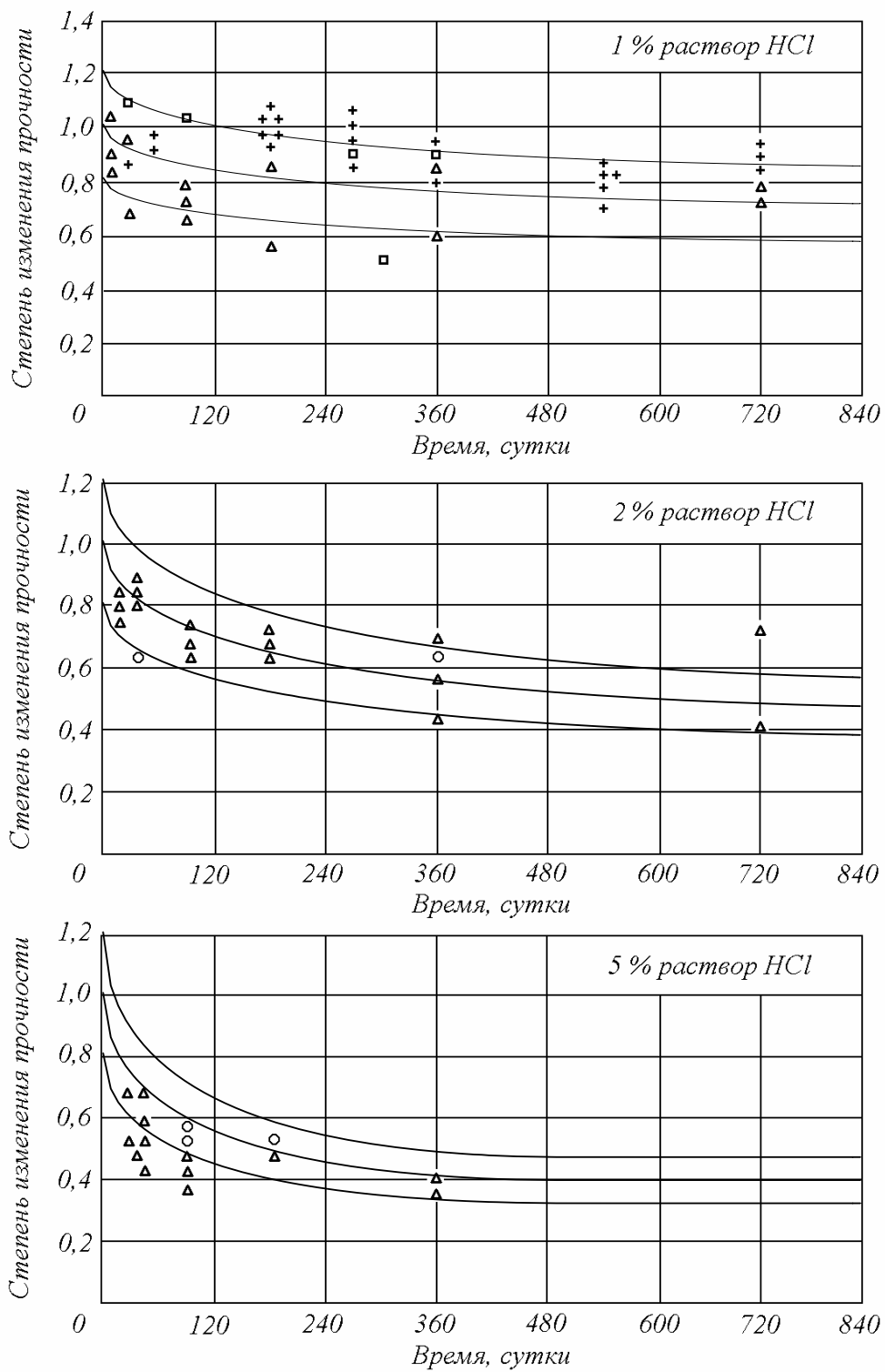


Рис. 2.14. Изменение прочности бетонных образцов в растворах соляной кислоты

Автор [23], исходя из анализа экспериментальных данных, представленных на рис. 2.14, ошибочно полагает, что диаграмма деформирования бетона «зависит от времени воздействия конкретной агрессивной среды». Для оценки изменения прочности бетона в различных агрессивных средах им предложено уравнение:

$$R_{\text{ар с}}/R = a \times t^b, \quad (2.48)$$

где  $t$  – время экспозиции в агрессивной среде;  $R$  – прочность неповрежденного бетонного образца;  $R_{\text{ар с}}$  – прочность бетонного образца после экспозиции в агрессивной среде в течение времени  $t$ ;  $a$ ,  $b$  – коэффициенты модели, определяемые по экспериментальным данным.

Для случаев воздействия растворов соляной кислоты различной концентрации получены наборы коэффициентов: 1 %-я HCl ( $a = 1,230$ ;  $b = -0,089$ ); 2 %-я HCl ( $a = 1,165$ ;  $b = -0,135$ ); 5 %-я HCl ( $a = 0,703$ ;  $b = -0,086$ ); 10 %-я HCl ( $a = 0,448$ ;  $b = -0,151$ ). Полученные зависимости графически отображены на рис.2.15 (пунктирная линия).

Экспериментальные данные действительно свидетельствуют о существовании достаточно выраженной закономерности влияния времени воздействия агрессивной среды на прочность, но не бетона, а бетонного образца. Данная зависимость объясняется вызываемой воздействием агрессивной среды наведенной неоднородностью механических свойств бетона. Значительная деградация прочности бетонного образца в начале экспозиции обусловлена интенсивной диффузией компонентов агрессивной среды в объем бетонного образца. Максимальная интенсивность диффузионного процесса в начальный момент времени объясняется максимальным градиентом концентраций агрессивных агентов в агрессивной среде и в неповрежденном бетоне, а, следовательно, и их максимальным потоком из среды в образец. По мере насыщения образца агрессивной средой, в каждой точке материала происходит снижение прочности бетона, соответствующее концентрации агрессивных агентов в данной точке материала в данный момент времени. При насыщении образца средой диффузионный процесс замедляется. Объем бетона с уровнем поврежденности, соответствующим насыщению агрессивной средой, начинает преобладать над менее поврежденным бетоном, что соответствует замедлению скорости изменения прочности бетонного образца и согласуется с экспериментальными данными. Установление прочности образцов на определенном уровне происходит при полном насыщении образцов агрессивной средой и может трактоваться как прочность бетона при данной концентрации среды.

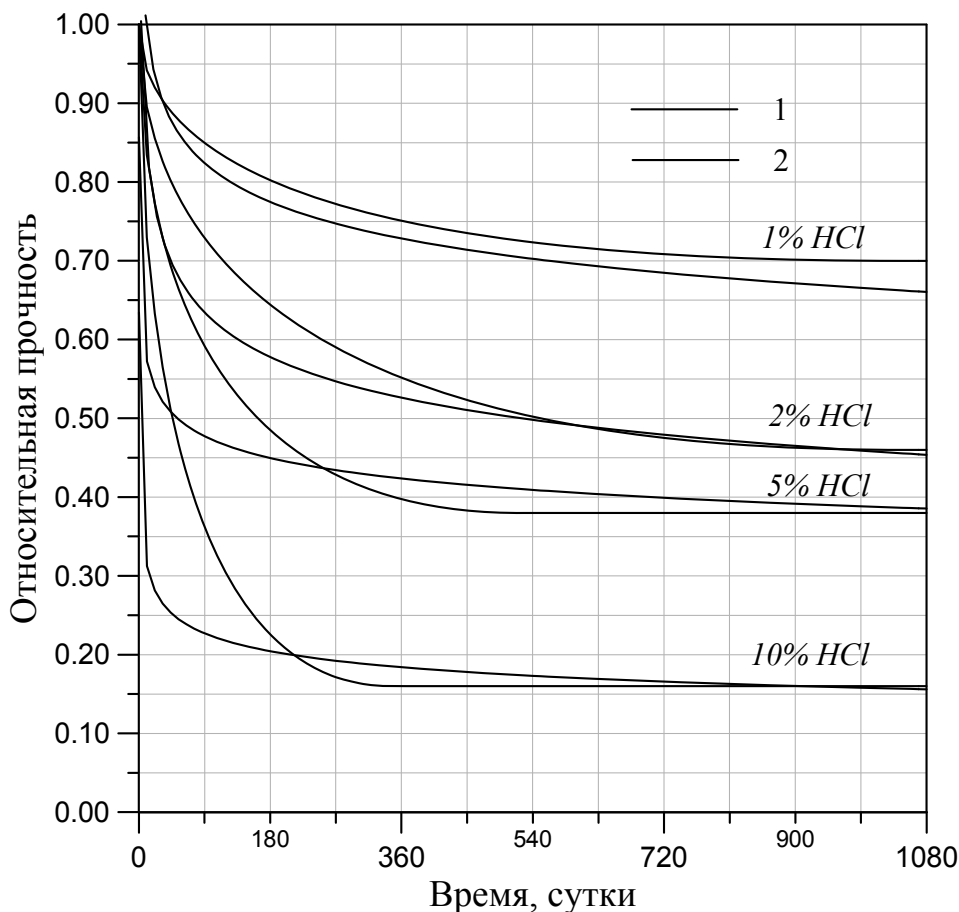


Рис. 2.15. Изменение прочности бетонных образцов в растворах соляной кислоты: 1 – модель (2.48); 2 – модель (2.55)

Проведем упрощенную проверку прочности бетонных образцов от времени экспозиции с позиций изложенного подхода.

Воспользуемся аналитическим решением одномерного уравнения диффузии:

$$C(x,t) = C_{\infty} \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right], \quad (2.49)$$

где  $C_{\infty}$  – концентрация агрессивного компонента среды в среде экспозиции: 1 %-я HCl ( $C_{\text{Cl}^-} = 10,09 \text{ кг/м}^3$ ); 2 %-я HCl ( $C_{\text{Cl}^-} = 20,18 \text{ кг/м}^3$ ); 5 %-я HCl ( $C_{\text{Cl}^-} = 50,45 \text{ кг/м}^3$ ); 10 %-я HCl ( $C_{\text{Cl}^-} = 100,9 \text{ кг/м}^3$ ).

Рассматривая положение фронта с концентрацией ( $C_{\infty}/2$ ), характеризующей среднюю концентрацию в пораженном хлоридами бетоне, как границу четкого фронта между полностью насыщенным средой и неповрежденным бетоном (глубина разрушения бетона), получим:

$$\operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) = 0,5,$$

откуда 
$$\frac{x}{\sqrt{Dt}} \approx 1. \quad (2.50)$$

Для идентификации коэффициента диффузии использовались данные о глубине нейтрализации бетона в разные моменты времени, указанные в табл. 2.13. Экспериментальным данным соответствует значение коэффициента диффузии  $D = 1,162 \times 10^{-12} \text{ м}^2/\text{с} = 1,004 \times 10^{-7} \text{ м}^2/\text{сут.}$

Как уже отмечалось, в эксперименте использовались кубы с размером ребра  $L = 5 \text{ см}$ , для которых площадь не пораженного хлоридами сечения будет:

$$S_0 = (L - 2x)^2. \quad (2.51)$$

При расчете бетонных образцов на прочность, без учета наведенной неоднородности свойств бетона, принимают, что  $R_b = N_{\text{разр}}/S$ , однако в действительности:

$$R_b(t) = (R_0 S_0(t) + R_{\text{повр}} S_{\text{повр}}(t)) / S. \quad (2.52)$$

Рассмотрим теперь относительную поврежденность, подставив вместо  $S_0(t) = S - S_{\text{повр}}(t)$ :

$$R_b(t) / R_0 = 1 - (1 - R_{\text{повр}} / R_0) \times S_{\text{повр}}(t) / S, \quad (2.53)$$

где  $R_{\text{повр}}/R_0$  – действительная относительная поврежденность бетона, определяемая по экспериментальным данным при полном насыщении образца агрессивной средой и равная: 0,74 (1 %-я HCl); 0,46 (2 %-я HCl); 0,38 (5 %-я HCl); 0,19 (10 %-я HCl), а  $S_{\text{повр}}(t) / S$  определяется из уравнений (2.50), (2.51) и равно:

$$\frac{S_{\text{повр}}}{S} = 4 \left( \frac{\sqrt{D}}{L} \sqrt{t} - \frac{D}{L^2} t \right) = 1 - \left[ 1 - \min \left( \frac{2\sqrt{D}}{L} \sqrt{t}, 1 \right) \right]^2, \quad (2.54)$$

так как  $x$  не может быть больше  $L/2$ , когда при всестороннем проникании происходит полное насыщение образца.

В окончательном виде получим уравнение:

$$\varphi(t) = \frac{R_b(t)}{R_0} = 1 - \left( 1 - \frac{R_{\text{повр}}}{R_0} \right) \times \left( 1 - \left[ 1 - \min \left( \frac{2\sqrt{D}}{L} \sqrt{t}, 1 \right) \right]^2 \right). \quad (2.55)$$

Подставляя в это уравнение значения  $D = 1,004 \times 10^{-7} \text{ м}^2/\text{сут.}$ ,  $L = 0,05 \text{ м}$  и соответствующее значение  $R_{\text{повр}}/R_0$ , получаем зависимость, отражающую изменение относительной прочности бетонных образцов при экспозиции в средах различной концентрации.

Полученные зависимости представлены графически на рис. 2.14 и 2.15 (сплошная линия). Результаты расчета хорошо соотносятся с эксперимен-

тальными данными и результатами расчета, полученными в работе [23], что подтверждает справедливость применяемого подхода. Об адекватности модели можно судить по графикам на рис. 2.14, где пунктирной линией нанесены  $\pm 20$  %-е границы модели. Полученные данные свидетельствуют о возможности использования с достаточной для практических расчетов точностью зависимости (2.55) для оценки и прогнозирования степени изменения нормативной прочности цементных бетонов в хлоридсодержащих средах.

Отношение  $R_{\text{повр}}(C)/R_0$  может быть рассмотрено как функция деградации механических свойств бетона при насыщении его агрессивной средой концентрации  $C$ . Экспериментальные данные, отражающие изменение относительной прочности бетона, в зависимости от концентрации ионов хлора в растворе насыщения, приведены на рис. 2.14 (точки). Анализ экспериментальных данных показывает, что зависимость между степенью деградации механических свойств  $R_{\text{повр}}(C)/R_0$  и концентрацией хлоридов в бетоне может быть аппроксимирована функциями (2.56) или (2.57) (соответственно сплошная и пунктирная линии на рис. 2.16).

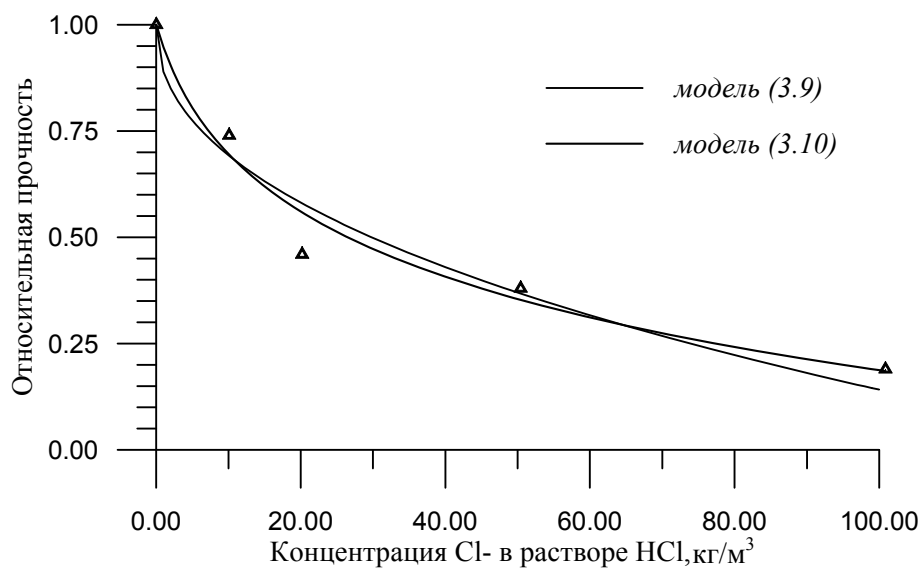


Рис. 2.16. Деградация механических свойств бетона при насыщении растворами с различной концентрацией ионов хлора

Степенная зависимость:

$$\eta(C) = R_{\text{повр}}(C)/R_0 = 1 - a \cdot C^b. \quad (2.56)$$

Коэффициенты модели вычисляются методом наименьших квадратов по экспериментальным данным:

$$a = \exp \left[ \left( \frac{\sum_i \ln(1 - K_i) - b \sum_i \ln(C_i)}{N} \right) \right];$$



$$b = \frac{N \sum_i [\ln(1 - K_i) \cdot \ln(C_i)] - \sum_i \ln(1 - K_i) \cdot \sum_i \ln(C_i)}{N \sum_i [\ln(C_i)]^2 - \left[ \sum_i \ln(C_i) \right]^2}.$$

Рассчитанные значения параметров модели:  $a = 0,110$ ,  $b = 0,447$ .  
Логарифмическая зависимость:

$$\eta(C) = R_{\text{повр}}(C)/R_0 = 1 - a \cdot \ln(b \cdot C + 1), \quad (2.57)$$

с рассчитанными параметрами модели:  $a = 0,257$ ,  $b = 0,226$ .

Модели (2.56), (2.57) построены на основании экспериментальных данных, полученных различными авторами при исследовании влияния на процессы коррозии бетона различных факторов: вида и концентрации среды, плотности и структурных особенностей бетона, минералогического состава цемента, условий твердения и хранения бетона, масштабного фактора и некоторых других. Поэтому данные модели имеют достаточно общий характер и могут использоваться в дальнейшем в работе без дополнительной конкретизации.

Результаты расчетов с применением модели (2.57), соответствующих полугодовой экспозиции бетонных образцов в растворах соляной кислоты различной концентрации, отражены на рис. 2.17. Диаграммы отражают уровень распределения концентрации хлоридов по глубине бетона и соответствующий уровень деградации механических свойств в каждой точке материала, характеризуя распределение поля наведенной неоднородности механических свойств бетона.

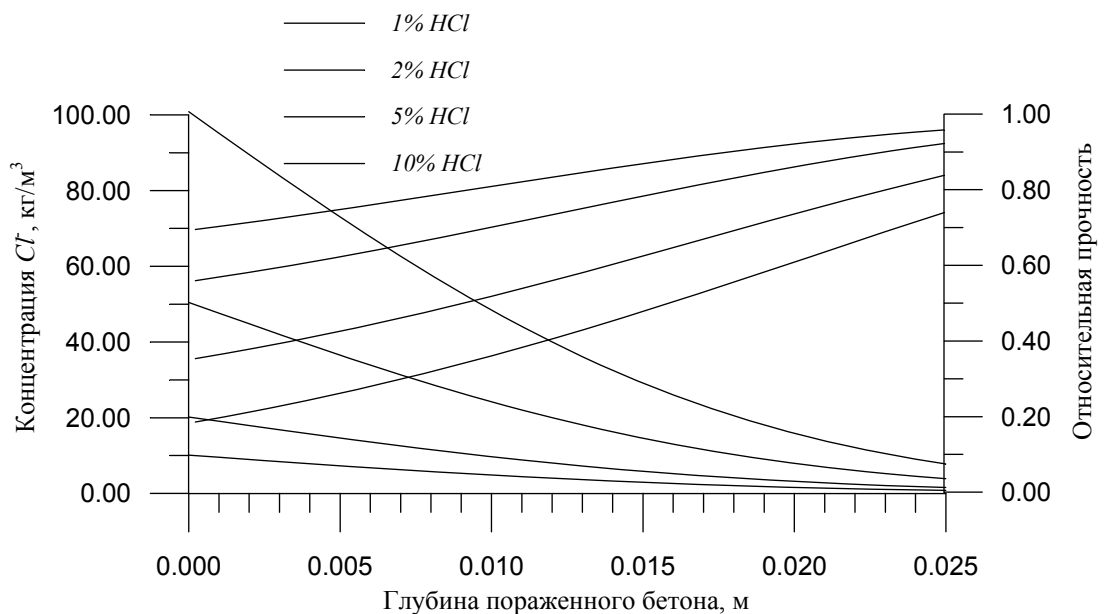


Рис. 2.17

#### 2.4.5. Верификация модели деформирования бетона с учетом влияния хлоридов

Как уже отмечалось в параграфе 2.4.2, диаграмму деформирования пораженного хлоридами бетона можно аппроксимировать произведением функции (2.39), соответствующей деформированию непораженного бетона, и функции влияния  $\eta(C)$ , отражающей степень деградации механических свойств материала при насыщении его хлоридами. Идентификация функций влияния  $\eta(C)$  в виде (2.56) и (2.57) уже была рассмотрена в предыдущем параграфе.

Ввиду того, что достоверные экспериментальные данные по деформированию бетонных образцов, равномерно насыщенных агрессивными средами, отсутствуют, то справедливость выдвинутой гипотезы проверяли, проводя сопоставление результатов расчета, полученных с ее использованием, с экспериментальными данными [23] деформирования бетонных образцов сечением  $10 \times 10 \text{ см}^2$ , подвергнутых двухлетней экспозиции в 1 %-м растворе HCl.

Исходные свойства бетонного образца соответствуют свойствам непораженного агрессивной средой бетона. Воздействие раствора соляной кислоты вызывает появление распределенной по сечению образца наведенной неоднородности механических свойств бетона. Оценка степени деградации механических свойств образца, в зависимости от концентрации агрессивной среды и времени экспозиции, производилась с применением модели (2.55) с рассчитанными ранее параметрами. Произведенные расчеты показали, что механические свойства бетонного образца, пораженного хлоридами, составили 90,3 % по отношению к исходному состоянию.

В табл. 2.14, 2.15 приведены экспериментальные данные одноосного деформирования пораженного хлоридами бетонного образца и результаты, полученные при аппроксимации экспериментальных значений зависимостью (2.39), умноженной на коэффициент  $k_{\text{деградац}}=0,903$ , отражающий степень деградации механических свойств образца.

Т а б л и ц а 2 . 1 4

Растяжение бетонного образца пораженного хлоридами

$\varepsilon, 10^{-4}$	1	2	3	4	4,5	5
$N/S_{\text{экс}}, \text{ МПа}$	1,25	1,8	2,1	2,35	2,4	2,45
$N/S_{\text{теор}}, \text{ МПа}$	0,822	1,485	1,931	2,302	2,403	2,438
Погрешность, %	-34,2	-17,5	-8,05	-4,04	0,13	-0,49

Т а б л и ц а 2 . 1 5

Сжатие бетонного образца пораженного хлоридами

$\varepsilon, 10^{-3}$	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
$N/S_{\text{экс}}, \text{ МПа}$	9,0	18,0	26,0	33,0	41,0	46,0	50,0	51,0
$N/S_{\text{теор}}, \text{ МПа}$	9,389	18,48	26,99	34,61	41,05	46,01	49,21	50,34
Погрешность, %	4,33	2,69	3,80	4,87	0,118	0,03	-1,58	-1,29

Как показал анализ результатов, модель деформирования (2.39) совместно с функцией влияния  $\eta(C)$ , отражающей степень деградации механических свойств материала при насыщении его хлоридами, и функцией (2.55), отражающей влияние формы образца на процесс деградации его свойств, в рассматриваемом интервале деформаций достаточно хорошо описывают поведение бетона при одноосном деформировании.

На рис. 2.18–2.21 изображены диаграммы  $\sigma$ – $\epsilon$  при растяжении и сжатии тяжелого бетона в неповрежденном состоянии и состоянии насыщения 1 %-м раствором соляной кислоты.

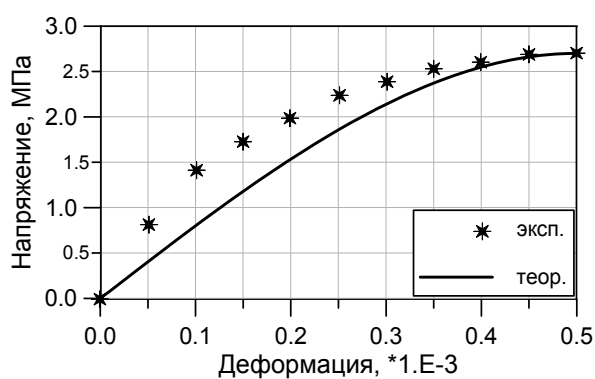


Рис. 2.18. Диаграмма растяжения бетона при  $C_{Cl}=0$  кг/м<sup>3</sup>

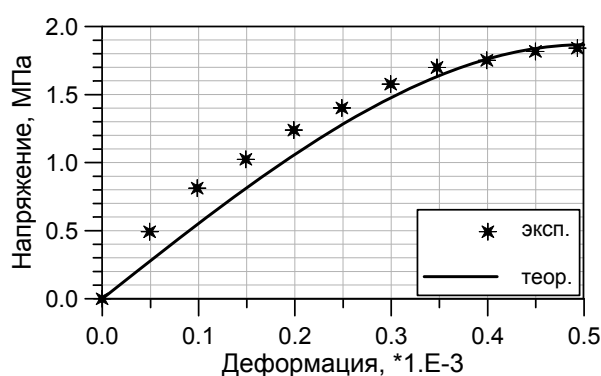


Рис. 2.19. Диаграмма растяжения бетона при  $C_{Cl}=10,09$  кг/м<sup>3</sup>

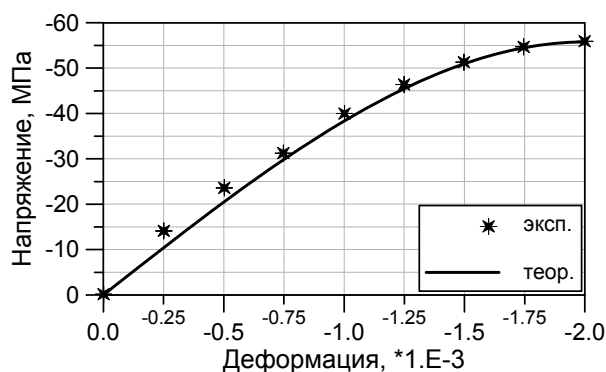


Рис. 2.20. Диаграмма сжатия бетона при  $C_{Cl}=0$  кг/м<sup>3</sup>

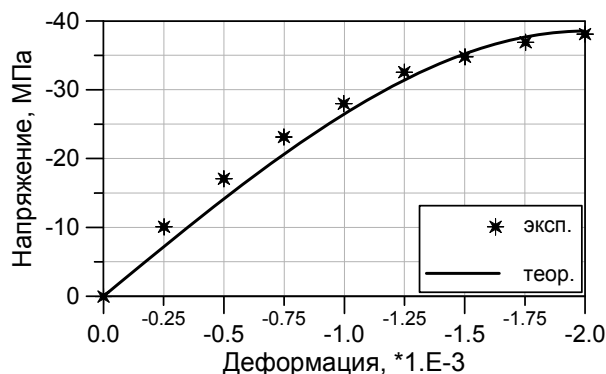


Рис. 2.21. Диаграмма сжатия бетона при  $C_{Cl}=10,09$  кг/м<sup>3</sup>

Теоретические значения напряжений отличаются от экспериментальных практически на всем интервале аппроксимации не более чем на 5 %. На начальных участках кривых деформирования, каждый из которых составляет не более 15 % полной длины кривой, погрешность аппроксимации может достигать 30 %, но так как величина напряжений на этих участках значительно меньше напряжений, соответствующих «рабочим» уровням, то такой погрешностью можно пренебречь. Проведена проверка устойчивости модели деформирования материала по отношению к возможным

колебаниям значений коэффициентов модели. Расчеты показали, что при изменении коэффициентов  $A$  и  $B$  на  $\pm 2\%$  значения  $\sigma_j$  меняются тоже приблизительно на  $\pm 2\%$ .

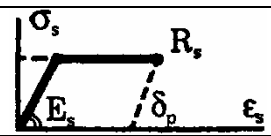

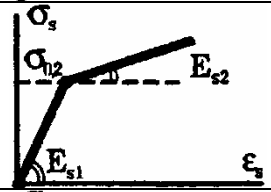
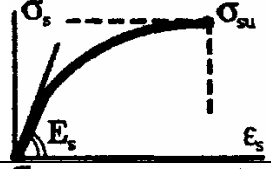

#### 2.4.6. Модель деформирования стальной арматуры в условиях воздействия хлоридсодержащей среды

Экспериментальным исследованием деформирования арматурных сталей занимались многие отечественные ученые, в основном сотрудники НИИЖБ [40–42]. В ходе экспериментов ими было установлено, что арматурные стали деформируются нелинейно и их можно считать одинаково сопротивляющимися растяжению и сжатию.

На сегодняшний день в литературе имеется определенное количество работ, в которых предлагаются различные зависимости для описания процесса деформирования арматурной стали. Некоторые из них приведены в работах [6, 29]. В табл. 2.16 приведен обзор функциональных зависимостей, аппроксимирующих диаграммы растяжения арматуры, данные взяты из работы А.Р. Нелепова [34].

Таблица 2.16

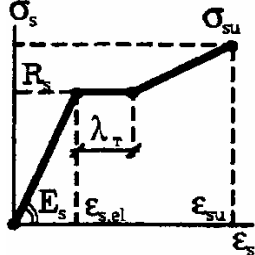
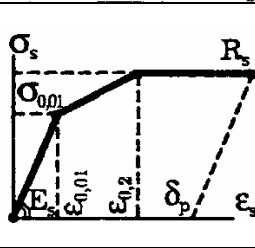
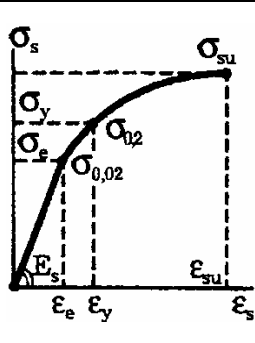
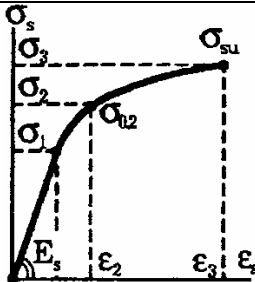
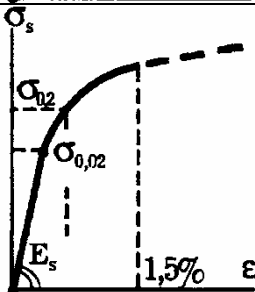
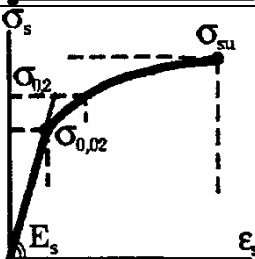
Аппроксимированные исходные и рабочие диаграммы растяжения арматуры

№ п/п	График	Формула	Авторы
1	2	3	4
1		$\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } 0 \leq \epsilon_s \leq R_s/E_s$ $\sigma_s = R_s \text{ при } R_s/E_s \leq \epsilon_s \leq R_s/E_s + \delta_p$	Прандтль
2		$\epsilon_s = \sigma_s/E_s + K(\sigma_s/\sigma_{s,el})^n$ $K, n - \text{const}$	Рамберг и Осгуд (1943)
3		$\sigma_s = \epsilon_s E_{s1} \text{ при } 0 \leq \sigma_s \leq \sigma_{0,2}$ $\sigma_s = \sigma_{0,2} + (\epsilon_s - \sigma_{0,2}/E_{s1}) E_{s2}$ <p style="text-align: center;">при <math>\sigma_{0,2} \leq \sigma_s \leq \sigma_{su}</math></p> $E_{s1}/E_{s2} = 3$	С.М. Крылов, Ю.В. Зайцев (1961)
4		$\sigma_s = E_s \epsilon_s / [1 + (E_s \epsilon_s / \sigma_{su})^N]^{1/N}$ $N - \text{const}$	Голдберг и Ричард (1963)
5		$\epsilon_s = \sigma_s/E_s + K(\sigma_s - \sigma_p)^N$ <p style="text-align: center;"><math>\sigma_p \leq \sigma_s \leq \sigma_2</math></p> $k, N - \text{const}$	Варварук, Созен и Сиесс (1962)

1	2	3	4
6		$\epsilon_s = \sigma_s / E_{s2} - \sigma_{0,2} / E_{s2} (1 - E_{s2} / E_{s1}) + 0,002$ <p>при <math>\sigma_{s,el} \leq \sigma_s \leq \sigma_{0,2}</math></p> $\epsilon_s = \sigma_s / E_{s3} - \sigma_{0,2} / E_{s3} (1 - E_{s3} / E_{s1}) + 0,002$ <p>при <math>\sigma_s &gt; \sigma_{0,2}</math></p> $\sigma_{s,el} = \sigma_{0,2} - 0,002 E_{s2} / (1 - E_{s2} / E_{s1})$	О.А. Коковин (1966)
7		$\sigma_s = \epsilon_s E_s v_s - \text{общий случай}$ $v_s = 1 + (1 - v_{0,2})(\sigma_s - \sigma_{0,01}) / (\sigma_{0,2} - \sigma_{0,01}),$ <p><math>\sigma_{0,01} &lt; \sigma_s \leq \sigma_{0,2}</math></p> $v_s = v_{0,2} + (v_{0,2} - v_{su})(\sigma_s - \sigma_{0,2}) / (\sigma_{su} - \sigma_{0,2}),$ <p><math>\sigma_{0,2} \leq \sigma_s \leq \sigma_{su}</math></p> $v_{si} = \epsilon_{eh} / (\epsilon_{eh} + \epsilon_{ph}); v_s = 1$ <p>при <math>\sigma_s &lt; \sigma_{s,el}</math></p>	Б.А. Калатуров (1959)
8		$\sigma_s = \sigma_{0,2} + 1,1(\sigma_{su} - \sigma_{0,2})(\epsilon_s - 0,2)\delta_p$ <p>для А-IV(20ХГ2С, 80С)</p>	Л.Н. Зикеев (1968)
9		$\sigma_s = \sigma_{0,2} + 1,1(\sigma_{su} - \sigma_{0,2})(\epsilon_s - 0,2)\delta_p$ <p>для А-IV(20ХГ2С, 80С)</p>	Г.К. Брозаускас, С.А. Мадатян (1968)
10		$\epsilon_s = \sigma_s / E_s + 0,04(\sigma_s / \sigma_{su})^{22}$ <p>для канатов К-7</p>	А.И. Семенов
11		$\epsilon_s = \sigma_s / E_s [1 + \eta(\sigma_s / R_{sn})^m]$ <p>для мгновенных деформаций:  <math>\eta = 55,8 \times 10^3 / R_{sn} - 36,3</math>  <math>m = 6,92 + 4,4 \times 10^{-10} R_{sn}^{-4}</math></p>	А.И. Васильев, С.Е. Фрайфельд, В.М. Бондаренко
12		$\epsilon_s = \sigma_s / E_s + 0,002 \times$ $\times [(\sigma_s - \sigma_{0,01}) / (\sigma_{0,2} - \sigma_{0,01})]^n$ <p><math>\sigma_{0,01} \leq \sigma_s \leq \sigma_{su}</math>  <math>n - \text{const}</math></p>	А. Надаи
13		$\epsilon_s = \sigma_s / E_s + (0,35 + \alpha \Delta \sigma_s) / (175 - b \Delta \sigma_s)$ <p><math>\sigma_{0,01} &lt; \sigma_s \leq \sigma_{su}; \Delta \sigma_s = (\sigma_s - \sigma_{0,2}) / \sigma_{0,2}</math>  <math>\alpha, b - \text{табличные значения}</math></p>	Н.М. Мулин, Ю.П. Гуца, О.М. Рыбаков, Б.П. Горячев (1970)
14		$v_s = \begin{cases} \sigma_s = \epsilon_s E_s v_s \\ 1 - \Delta \sigma_s \leq \sigma_{0,01} \end{cases}$ $v_{su} + (v_{0,2} - v_{su}) [A \chi^n + (1 - A) \chi]$ <p><math>\sigma_{0,01} &lt; \sigma_s \leq \sigma_{su}</math>  <math>\chi = (\sigma_{su} - \sigma_s) / (\sigma_{su} - \sigma_{0,2})</math>  <math>v_{0,2} = (\sigma_{0,2} / E_s) / (\sigma_{0,2} / E_s + 0,002);</math>  <math>n = \varphi(\sigma_{0,2} / \sigma_{su})</math>  <math>v_{su} = (\sigma_{su} / E_s) / (\sigma_{su} / E_s + \epsilon_{pr});</math>  <math>A = \varphi(\sigma_{0,2} / \sigma_{su})</math></p>	Н.М. Мулин, Ю.П. Гуца, О.М. Рыбаков, Б.П. Горячев (1970)

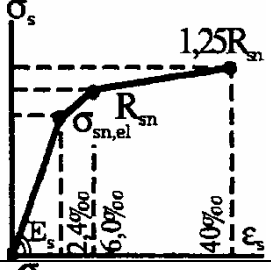
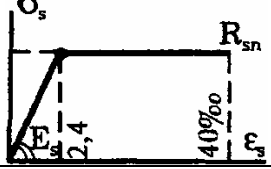
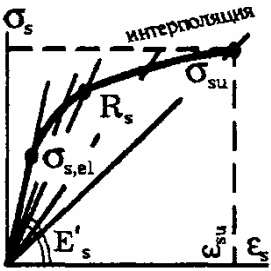
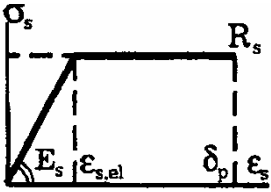
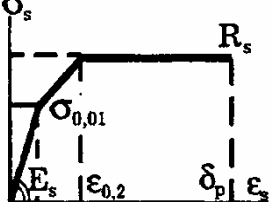
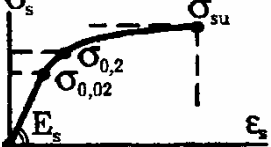
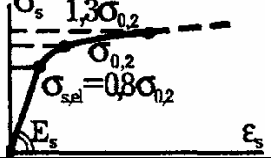
Продолжение табл. 2.16

1	2	3	4
15		$\sigma_s = \epsilon_s E_s v_s$ $v_s = v_{su} + (1 - v_{su})(1 - S_1 \eta - S_2 \eta^2 - \dots)^{0.5}$ $v_{su} = 1 / (1 + \epsilon_{pr} E_s / \sigma_s); \Sigma S_i = 1$ $\eta = \sigma_s / \sigma_{su}$	<p>Н.И. Карпенко (1976)</p>
16		$\epsilon_s = \sigma_s / E_s + 0,002 [(\sigma_s - 0,716 \sigma_{0,2}) / (0,284 \sigma_{0,2})]^n$ $0,716 \sigma_{0,2} \leq \sigma_s \leq \sigma_{su}$ $n - \text{const}, (3 \dots 7)$	<p>Ф. Боргес (рекомендации ЕКБ-ФИП, 1970)</p>
17		$\sigma_s = \sigma_p + (\sigma_{su} - \sigma_p) Z / (1 + Z^N)^{1/N}$ $\sigma_p < \sigma_s \leq \sigma_{su}$ $Z = (\epsilon_s - \epsilon_p) E_s / (\sigma_{su} - \sigma_p)$	<p>Саргин (1971)</p>
18		$\sigma_s = E_s \epsilon_s \{ Q + (1 + Q) / [1 + (E_s \epsilon_s / K \sigma_{s,el})^N]^{1/N} \}$ $Q = (\sigma_{su} - K \sigma_{s,el}) / (E_s \epsilon_{su} - K \sigma_{s,el})$ $N, K, Q - \text{const}$	<p>Менеготто и Пинто (1973)</p>
19		$\epsilon_s = \sigma_s / E_s \text{ при } 0 \leq \sigma_s \leq \eta \sigma_{0,2}$ $\epsilon_s = \sigma_s / E_s + m (\sigma_s / \sigma_{0,2} - \eta)^3$ $\text{при } \eta \sigma_{0,2} < \sigma_s \leq P \sigma_{0,2}$ $\eta = 1 - 2,7 (\sigma_{0,2} - \sigma_{0,5}) / \sigma_{0,2} \approx \sigma_{s,el} / \sigma_{0,2}$ $P = 1,38 - 0,38 \eta \approx \sigma_{0,5} / \sigma_{0,2}$ $m = 0,002 / (1 - \eta)^3$ $\epsilon_s = \epsilon_{s1} + (\sigma_s - P \sigma_{0,2}) (\epsilon_{pr} - \epsilon_{s1}) / (\sigma_{su} - P \sigma_{0,2})$ $\text{при } P \sigma_{0,2} \leq \sigma_s \leq \sigma_{su}$ $\epsilon_{s1} = P \sigma_{0,2} / E_s + m (P - \eta)^3$	<p>С.А. Мадатян (1978)</p>
20		$\epsilon_s = \sigma_s / E_s + 0,822 (\sigma_s / \sigma_{0,2} - 0,7)^5$ $0,7 \sigma_{0,2} \leq \sigma_s \leq \sigma_{su}$ $\epsilon_s = \sigma_s / E_s \text{ при } 0 \leq \sigma_s \leq 0,7 \sigma_{0,2}$	<p>С. Соретц (кодекс-образец ЕКБ-ФИП, 1984г.)</p>
21		$\sigma_s = \begin{cases} \sum_{k=1}^5 \alpha_k (\epsilon_s / \epsilon_{0,2})^k, & 0 < \sigma_s \leq \sigma_{0,2} \\ \sum_{k=1}^4 \alpha_k (\epsilon'_s / \epsilon'_{su})^k, & \sigma_{0,2} < \sigma_s \leq \sigma_{su} \end{cases}$ $(\sigma_s - \sigma_{0,2}) = \sum_{i=1}^n \alpha_i (\epsilon_s - \epsilon_{0,2})^i$	<p>В.Н. Байков, (1981) И.А. Трифонов, С.А. Белов (1970)</p>
22		<p>Билинейная зависимость</p> $\sigma_s = E_s \epsilon_s \text{ при } \sigma_s < R_s$ $\sigma_s = R_s [1 + 0,01 (E_s \epsilon_s / R_s - 1)]$ $\text{при } \sigma_s > R_s$	<p>А.А. Дыховичный (1978)</p>

1	2	3	4
23		<p>Трилинейная зависимость</p> $\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } \sigma_s < R_s$ $\sigma_s = R_s \text{ при } \epsilon_{s,el} \leq \epsilon_s \leq (\epsilon_{s,el} + \lambda_\tau)$	<p>Р.А. Касумов (1972)</p>
24		$\sigma_s = R_s \left\{ 1 + (\sigma_{su}/R_s - 1) [\epsilon_s - (\lambda_\tau + \epsilon_{s,el})] / [\epsilon_{su} - (\lambda_\tau + \epsilon_{s,el})] \right\} \text{ при } (\lambda_\tau + \epsilon_{s,el}) \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ $\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } 0 < \sigma_s \leq \sigma_{0,01}$ $\sigma_s = \sigma_{0,01} [1 + (\sigma_{0,01}/R_s - 1) (\epsilon_{0,2} - \epsilon_{0,01}) / (\epsilon_s - \epsilon_{0,01})]$ <p>при <math>\sigma_{0,01} \leq \sigma_s \leq \sigma_{0,2} = R_s</math></p> $\sigma_s = R_s \text{ при } \epsilon_{0,2} \leq \epsilon_s \leq (\epsilon_{0,01} + \delta_p)$	<p>Ю.П. Гуца (1966)</p>
25		$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s, & 0 < \epsilon_s \leq \epsilon_e \\ E_s \epsilon_s [\alpha_2 + (1 - \alpha_2) \alpha_e], & \epsilon_e < \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ E_s \epsilon_s [(1 - \alpha_2) \alpha_e + \alpha_2 \alpha_e + \alpha_3 (1 - \alpha_y) v_3] & \text{при } \epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \end{cases}$ <p>при <math>\epsilon_y &lt; \epsilon_s \leq \epsilon_{su}</math></p> $\alpha_2 = (\sigma_y - \sigma_e) / [E_s (\epsilon_y - \epsilon_e)]; \alpha_e = \epsilon_e / \epsilon_s$ $\alpha_3 = (\sigma_{su} - \sigma_y) / [E_s (\epsilon_{su} - \epsilon_y)]$ $v_3 = \left( \sum_{k=1}^4 C_k \alpha^k \right) + 1$ $\alpha = (\epsilon_s - \epsilon_y) / (\epsilon_{su} - \epsilon_y)$	<p>И.Ю. Жидонис, А.К. Ругенюс, А.А. Мелис (1980)</p>
26		$\sigma_s = \sigma_i + (\sigma_{iH} - \sigma_i) (K_i \eta_i - \eta_i^2) / [1 + (K_i - 2) \eta_i]$ <p>при <math>i=0, 1, 2</math> - базисные точки</p> $\eta_i = (\epsilon_s - \epsilon_i) / (\epsilon_{i-1} - \epsilon_i); K_1 = 1; K_2 = 2$ $K_3 = 2\alpha(1 + \beta/\alpha)^{0,5} - 1$ $\alpha = (\eta_3 - 2) / (4 - m); \beta = (\eta_3^2 / m - 1) / (\eta_3 - 2)$ $\eta_3 = (\epsilon_3 - \epsilon_2) / (\epsilon_2 - \epsilon_1); m = (\sigma_3 - \sigma_2) / (\sigma_2 - \sigma_1)$	<p>Г.К. Рубен, Л.Р. Маилян, Н.Б. Аксенов (1981)</p>
27		$\epsilon_s = K_0 / (A - \sigma_y) - D + \sigma_s (1,9 \times 10^5 - E_s) / 1900 E_s$ $\sigma_{0,02} / E_s < \epsilon_s \leq 1,5\%$ $K_0 = 2,9314 \times 10^{-3} (m-1)^2 \sigma_s^2 + 85,6$ $A = (1,18615 \sigma_{0,2} - 231,34) \times$ $\times (m-0,5)^2 + 0,6744 \sigma_{0,2} + 70,63$ $D = 0,01 \sigma_{0,2} (1,6m - 2,1263) + 0,81316$ $m = \sigma_{su} / \sigma_{0,2}$	<p>Л.Р. Маилян, Б.А. Мекеров (1983)</p>
28		$\sigma_s = S - K \times \ln 10 (10^3 + L) / (10^3 \epsilon_s + L)$ $\sigma_{0,02} < \sigma_s \leq \sigma_{su}$ $S = \sigma_{0,2} (1,475m - 0,475) - 21$ $K = 3698 [\sigma_{0,2} (m-1) + 150] - 0,001 - 95,7$ $L = \sigma_{0,2} [0,0125 (m-1) -$ $- 1000 / E_s] + 0,96316$	<p>Л.Р. Маилян, Б.А. Мекеров (1983)</p>

1	2	3	4
29		$\sigma_{si} = K_j (\epsilon_{si} + \epsilon_j)$ $K_j = E_s / [1 + E_s (\epsilon_{nj} - \epsilon_{nj-1}) / (\sigma_{sj} - \sigma_{sj-1})]$ $\epsilon_j = (\sigma_{sj-1} \epsilon_{nj} - \sigma_{sj} \epsilon_{nj-1}) / (\sigma_{sj} - \sigma_{sj-1})$ $\epsilon_{nj}; \epsilon_{nj-1} - \text{остаточные деформации}$	<p>О.Ф. Ильин, А.В. Шарипова, В.Г. Цай (1987)</p>
30		$\sigma_{si} = \sigma_{0,2} \eta_{si} / E_s + \epsilon_{спли}$ $\eta_{si} = \sigma_{si} / \sigma_{0,2}; \epsilon_{спли} - \text{полином}$ $\epsilon_{спли} = \varphi(\eta_{si}; \eta_j; \alpha_j)$ $\eta_j - \text{как } \eta_{si} \text{ для базовых точек}$ $\alpha_j = \varphi(\eta_j \text{ и др.}) - \text{параметры табл.}$	<p>И.Н. Герасимов, А.Е. Васильев, С.А. Юрченко (1989)</p>
31		$\epsilon_s = \sigma_s / E_s + 0,016 (\sigma_s / \sigma_{0,2} - 0,5)^3$ <p>для А-V (23X2Г2Г)</p>	<p>О.И. Падин, С.А. Мадатян (1980)</p>
32		$\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } \sigma_s < R_s$ $\sigma_s = R_s \text{ при } R_s / E_s \leq \epsilon_s \leq 0,01$ <p>Рабочая диаграмма для мягких сталей</p>	<p>Рекомендации ЕКБ-ФИП (1970)</p>
33		$\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } \sigma_s < R_s = \sigma_{0,2}$ $E_s = \sigma_{0,001} E_{начч} / (\sigma_{0,001} + 0,001 E_{начч})$ $\sigma_s = R_s = \sigma_{0,2} \text{ при } R_s / E_s \leq \epsilon_s \leq 0,01$ <p>Для твёрдых сталей</p>	<p>Рекомендации ЕКБ-ФИП (1970)</p>
34		$\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } \sigma_s < 0,8 R_s$ $\sigma_s = R_s [0,8 + 0,2 (E_s \epsilon_s - 0,8 R_s) / (0,2 R_s + 0,002 E_s)] \text{ при } 0,8 R_s \leq \sigma_s \leq R_s$ $\sigma_s = R_s [1 + (\eta - 1) (\epsilon_s - 0,002 - R_s / E_s) / (0,008 - R_s / E_s)] \text{ при } R_s \leq \sigma_s \leq \eta R_s$ $(0,002 + R_s / E_s) \leq \epsilon_s \leq 0,01$	<p>А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемыш, И.К. Никитин (1988)</p>
35		$\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } \sigma_s < 0,8 R_{s,ser}$ $\sigma_s = R_{s,ser} [0,8 + 0,2 (E_s \epsilon_s - 0,8 R_{s,ser}) / (0,2 R_{s,ser} + 0,002 E_s)]$ <p>при <math>0,8 R_{s,ser} \leq \sigma_s \leq R_{s,ser}</math></p> $\sigma_s = R_{s,ser} [1 + (\beta - 1) (\epsilon_s - 0,002 - R_{s,ser} / E_s) / (\epsilon_{s2} - 0,002 - R_{s,ser} / E_s)]$ <p>при <math>(0,002 + R_{s,ser} / E_s) \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s2}</math></p>	<p>В.И. Соломатов, А.С. Залесов, И.Т. Мирсояпов, В.И. Кондращенко (1995)</p>



1	2	3	4
36		$\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } \sigma_s \leq \sigma_{s,el}$ $\sigma_s = \sigma_{sn,el} + (R_{sn} - \sigma_{sn,el})(\epsilon_s - 0,0024)/0,0036$ <p>при <math>\sigma_{sn,el} \leq \sigma_s \leq R_{sn}</math></p> $\sigma_s = R_{sn} [1 + 0,25(\epsilon_s - 0,006)/0,034]$ <p>при <math>R_{sn} \leq \sigma_s \leq 1,25R_{sn}</math></p> <p>Для арматуры А-III</p>	Т.И. Баранова (1995)
37		<p>Рабочая диаграмма Прандтля для А-III:</p> $\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } 0 \leq \sigma_s \leq R_{sn}$ $\sigma_s = R_s \text{ при } 2,4\text{‰} < \epsilon_s \leq 40\text{‰}$	Т.И. Баранова (1995)
38		<p>Диаграммы <math>\epsilon_s = \sigma_s / E'_s</math> по секущему модулю <math>E'_s</math>:</p> $E'_s = (2,96 - 2,01\sigma_s/R_s)10^5$ - для Аг-VI $E'_s = (3,21 - 2,57\sigma_s/R_s)10^5$ - для Аг-VII $E'_s = (3,91 - 2,96\sigma_s/R_s)10^5$ - для Аг-V <p>при <math>0,53 \leq \sigma_s/R_s \leq 0,95</math></p>	П.Н. Ганага, А.Б. Батурич, В.Г. Каган (1978) С. Икрамов, Л.Р. Маилян, А.Б. Батурич (1987)
39		$\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } 0 \leq \sigma_s \leq R_s$ $\sigma_s = R_s \text{ при } \epsilon_{s,el} \leq \epsilon_s \leq \delta_p$ <p>для мягких сталей</p>	А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, А.Л. Морин, А.В. Харченко (1978)
40		$\sigma_s = \epsilon_s E_s \text{ при } 0 \leq \sigma_s \leq \sigma_{0,01}$ $\sigma_s = \sigma_{0,01} + (R_s - \sigma_{0,01})(\epsilon_s - \epsilon_{0,2}) / ((\epsilon_s - \sigma_{0,01}) / E_s)$ <p>при <math>\sigma_{s,el} \leq \sigma_s \leq R_s</math></p> $\sigma_s = R_s \text{ при } \epsilon_{0,2} \leq \epsilon_s \leq \delta_p$	А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, А.Л. Морин, А.В. Харченко (1978)
41		$\epsilon_s = 10^{-3} [3098,5 / (1455,1 - \sigma_s) - 0,32]$ <p>для арматуры Аг-VI</p>	Л.Р. Маилян, В.Е. Чубаров (1989)
42		$\epsilon_s = \sigma_s / E_s \text{ при } 0 \leq \sigma_s \leq 0,8\sigma_{0,2}$ $\epsilon_s = \sigma_s / E_s + 0,25(\sigma_s / \sigma_{0,2} - 0,8)^3$ <p>при <math>\sigma_{s,el} = 0,8\sigma_{0,2} \leq \sigma_s \leq 1,3\sigma_{0,2}</math></p>	В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов (1985)

1	2	3	4
43		<p>Зависимость с 4-мя константами:  <math>\sigma_s = A_1 \epsilon_s^{k_1} - A_3 \epsilon_s^{k_3}</math>  <math>A_1 = E_s; k_1 = 1; k_3 = E_s(\delta_p + \sigma_{su}/E_s) / [E_s(\delta_p + \sigma_{su}/E_s) - \sigma_{su}]</math>  <math>A_3 = [E_s(\delta_p + \sigma_{su}/E_s) - \sigma_{su}] / (\delta_p + \sigma_{su}/E_s)^{k_3}</math>                      Сложнее формулы для условий равенства пределов прочности</p>	<p>П.А. Лукаш (1978)</p>
44		<p><math>\sigma_s(\epsilon_s) = \sigma_{si} + \sum m_{in}^{\sigma} (\epsilon_s - \epsilon_{si})^n</math>                      - общая формула, <math>i=0, 1, \dots, N</math>;  <math>i=0; \sigma_s = \epsilon_s E_s</math> при <math>0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{e1}</math>  <math>i=1; \sigma_s = \epsilon_s E_s + m_{12}(\epsilon_s - \epsilon_{s1})^2 + m_{13}(\epsilon_s - \epsilon_{s1})^3</math>                      при <math>\epsilon_{e1} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s2}</math>; <math>i=2; \sigma_s = \epsilon_s E_s + m_{22}(\epsilon_s - \epsilon_{s2})^2 + m_{23}(\epsilon_s - \epsilon_{s2})^3</math>                      при <math>\epsilon_{s2} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s3}</math>; <math>i=3; \sigma_s = \epsilon_s E_s + m_{32}(\epsilon_s - \epsilon_{s3})^2 + m_{33}(\epsilon_s - \epsilon_{s3})^3</math>                      при <math>\epsilon_{s3} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s4}</math>; <math>i=4;</math>  <math>\sigma_s = \epsilon_s E_s + m_{42}(\epsilon_s - \epsilon_{s4})^2 + m_{43}(\epsilon_s - \epsilon_{s4})^3</math>                      при <math>\epsilon_{s4} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s5}</math>,                      где: <math>m_{01} = m_{11} = m_{21} = m_{31} = m_{41} = E_s</math>;  <math>m_{i2} = [1/(\epsilon_{i+1} - \epsilon_i)] [3(\sigma_{i+1} - \sigma_i)/(\epsilon_{i+1} - \epsilon_i) - 2m_{i1} - m_{i+1;1}]</math>; <math>m_{i3} = [1/(\epsilon_{i+1} - \epsilon_i)^2] \times [2m_{i1} + m_{i+1;1} - 2(\sigma_{i+1} - \sigma_i)/(\epsilon_{i+1} - \epsilon_i)]</math></p>	<p>В.М. Митасов, В.В. Адищев, Д.А. Федоров (1990)</p>
45		<p><math>\sigma_s = \sigma_T + (\epsilon_s - \epsilon_T)(\sigma_B - \sigma_T) / (\epsilon_{su} - \epsilon_T)</math>                      при <math>\epsilon_T \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}</math>  <math>\sigma_s = \epsilon_s E_s</math> при <math>0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_T</math></p>	<p>Я.Д. Лившиц, В.Б. Назаренко (1981)</p>
46		<p><math>\epsilon_s = \sigma_s / E_s</math> при <math>0 \leq \sigma_s \leq \sigma_T</math>  <math>\epsilon_s = \sigma_s / E_s + m_1(\sigma_s / \sigma_T - \eta_1)^{n_1}</math>; <math>\sigma_T \leq \sigma_s \leq \sigma_{np}</math>  <math>\epsilon_s = \sigma_s / E_s + m_1(\sigma_s / \sigma_T - \eta_1)^{n_1} + m_2(\sigma_s / \sigma_T - \eta_2)^{n_2}</math>                      при <math>\sigma_{np} \leq \sigma_s \leq \sigma_{su}</math>; <math>\eta_2 = \sigma_{np} / \sigma_T</math>;  <math>\eta_1 = (\alpha - \eta_2) / (\alpha - 1)</math>; <math>m_1 = \epsilon_T / (1 - \eta_1)</math>  <math>m_2 = [\delta_s - m_1(\eta_3 - \eta_1)^{n_1}] / (\eta_3 - \eta_2)^{n_2}</math>; <math>\eta_3 = \delta_{su} / \sigma_T</math>  <math>\alpha = n_1(\epsilon_{su} / \epsilon_T)^{0.5}</math>; <math>\epsilon_{su} = \epsilon_{np} - \sigma_{np} / E_s</math>; <math>\sigma_{np}; \epsilon_{np}</math> - промежуточная базисная точка</p>	<p>В.Н. Байков, С.А. Мадатян, Л.С. Дудолатов, В.М. Митасов (1983)</p>

1	2	3	4
47		$\epsilon_s = \alpha \sigma_s^n$ - степенной закон Бюльфингера (1729г.) $\alpha = \epsilon_{su} / \sigma_{su}^n; \epsilon_T = 0,002 + \sigma_T / E_s$ $n = \lg(\epsilon_{su} / \epsilon_T) / \lg(\sigma_{su} / \sigma_T)$ $\epsilon_s = 1,432 \times 10^{-35} \sigma_s^5$ - для А-III (25Г2С; 35ГС)	А.О. Ткаченко (1965)
		$\epsilon_s = 1,44 \times 10^{-29} \sigma_s^7$ - для А-IV (20ХГСТ; 20ХГ2Ц; 20ХГ2Ф) $\epsilon_s = 7,58 \times 10^{-22} \sigma_s^5$ - для А-IV (30ХГ2С; 65ГС) $\delta_p = \epsilon_T (\sigma_{su} / \sigma_T)^n - \sigma_{su} / E_s; \epsilon_{su} = \delta_p + \sigma_{su} / E_s$	
48		$\sigma_s = \epsilon_s E_s$ при $\sigma_s \leq R_s$ или $\sigma_s \leq R_{sn}$ $\sigma_s = R_{sn}$ при $R_{sn} / E_s \leq \epsilon_s \leq R_{sn} / E_s + \delta_p$ $\sigma_s = R_s$ при $R_s / E_s \leq \epsilon_s \leq R_s / E_s + \delta_p$	А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичева (1996)
		Любые криволинейные нормированные зависимости по ФИП-ЕКБ или отечественные. Здесь: $\epsilon_{s1} < \epsilon_{s1,n}$ $\epsilon_{s0} < \epsilon_{s0,n}; \epsilon_{s2} < \epsilon_{s2,n}; R_s < R_{sn}; E_s < E_{sn}$	
		$\sigma_s = \epsilon_s E_s$ при $\sigma_s \leq \sigma_{s1}$ или $\sigma_s \leq \sigma_{s1,n}$ $\sigma_s = \sigma_{s1} + (R_s - \sigma_{s1})(\epsilon_s - \epsilon_{s1}) / (\epsilon_{s0} - \epsilon_{s1})$ $\sigma_s = \sigma_{s1,n} + (R_{sn} - \sigma_{s1,n})(\epsilon_s - \epsilon_{s1,n}) / (\epsilon_{s0,n} - \epsilon_{s1,n})$ при $\epsilon_{s1} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s0}$ или $\epsilon_{s1,n} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s0,n}$ $\sigma_s = R_s + (\sigma_{s2} - R_s)(\epsilon_s - \epsilon_{s0}) / (\epsilon_{s2} - \epsilon_{s0})$ $\sigma_s = R_{sn} + (\sigma_{s2,n} - R_{sn})(\epsilon_s - \epsilon_{s0,n}) / (\epsilon_{s2,n} - \epsilon_{s0,n})$ при $\epsilon_{s0} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s2}$ или $\epsilon_{s0,n} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s2,n}$	
49		$\sigma_s = \epsilon_s E_s$ при $\sigma_s \leq 0,8 R_s$ $\sigma_s = R_s [0,8 + 0,2(\epsilon_s - \epsilon_e) / (\epsilon_{s0} - \epsilon_e)]$ при $0,8 R_s \leq \sigma_s \leq R_s$ $\sigma_s = R_s [1 + (\gamma_{s6} - 1)(\epsilon_s - \epsilon_{s0}) / (\epsilon_{sr} - \epsilon_{s0})]$ при $R_s \leq \sigma_s \leq \gamma_{s6} R_s$	А.С. Залесов, И.Т. Мирсояпов (1993)
50		$\sigma_s = \nu_s \epsilon_s E_s$ при $\sigma_s \leq 0,8 R_s \rightarrow \nu_s = 1$ ; при $\sigma_s \leq \sigma_{el} \rightarrow \nu_s = \eta + (1 - \eta) / [1 + n(\epsilon_s - \epsilon_{el})]$	Б.С. Расторгуев (1993)
51		$\epsilon_s = \sigma_s / E_s$ при $\sigma_s \leq \sigma_{el}; \epsilon_s = (\sigma_{el} / E_s) + (\sigma_s - \sigma_{el}) / [E_s - n(\sigma_s - \sigma_{el})]$ при $\sigma_s > \sigma_{el}$ , где $n = E_s / (\sigma_{0,2} - \sigma_{el}) - 1 / (\epsilon_{0,2} - \epsilon_{el})$	Т.И. Мамедов (1988)

1	2	3	4
52		<p><math>\varepsilon_s = (\varepsilon_{el}^н - \varepsilon_{sp}^н) + (\tilde{\varepsilon}_s - \Delta\tilde{\varepsilon}_s) + \varepsilon_{sp}^н</math>                  для преднапряжённой арматуры  <math>\tilde{\varepsilon}_s = (\sigma_s - \sigma_{el}) / [E_s - n(\sigma_s - \sigma_{el})]</math>  <math>\Delta\tilde{\varepsilon}_s</math> - учитывает изменение условного предела упругости при преднапряжении и определяют по формуле для <math>\tilde{\varepsilon}_s</math> при <math>\sigma_s = \sigma_{el}^н - \sigma_{иск\ el}</math>                  В обычных элементах без преднапряжения: <math>\varepsilon_{sp}^н = 0</math>; <math>\Delta\tilde{\varepsilon}_s = 0</math>; <math>\varepsilon_{el}^н = \varepsilon_{иск\ el}</math>                  а - для стержневой арматуры;                  б - для проволоки и канатов</p>	<p>Т.И. Мамедов (1988)</p>
53		<p>Для арматуры без площадки текучести:  <math>\varepsilon_s = \sigma_s / E_s v_s</math>; <math>v_s = \bar{v}_s + (v_o - \bar{v}_s)(1 - \omega_1 \eta - \omega_2 \eta^2)^{0.5}</math>  <math>v_o = 1</math>; <math>\bar{\sigma}_s = \sigma_{su}</math>; <math>\bar{\varepsilon}_s = \varepsilon_{su}</math>; <math>\bar{v}_s = \bar{\sigma}_s / E_s \bar{\varepsilon}_s</math>; <math>\omega_2 = 1 - \omega_1</math>  <math>\eta</math> - уровень напряжений: <math>\eta = 0</math> при <math>\sigma_s &lt; \sigma_{s,el}</math>; при <math>\sigma_s &gt; \sigma_{s,el}</math> <math>\eta = (\sigma_s - \sigma_{s,el}) / (\bar{\sigma}_s - \sigma_{s,el})</math>;  <math>\omega_1 = [(v_o - \bar{v}_s)^2 (\eta_{02} - 1) + (v_{02} - \bar{v}_s)^2] / \eta_{02} (\eta_{02} - 1) \times (v_o - \bar{v}_s)^2 \leq 2</math>; <math>\eta_{02} = (\sigma_{02} - \sigma_{s,el}) / (\bar{\sigma}_s - \sigma_{s,el})</math>;  <math>v_{02} = \sigma_{02} / (\sigma_{02} + 0,002 E_s)</math>;</p>	<p>Н.И. Карпенко (1996)                  Н.И. Карпенко,                  Т.А. Мухамедиев,                  А.Н. Петров (1986)</p>
54		<p>Для арматуры с площадкой текучести:                  До точки (p) по вышеприведённым формулам, в которых: <math>\sigma_{s,el} \approx 0,97 \sigma_{02}</math>, т.к. <math>\eta_{s,el} \approx 0,97</math>; <math>\bar{\sigma}_s \rightarrow \bar{\sigma}_s^1</math>; <math>\bar{\varepsilon}_s \rightarrow \bar{\varepsilon}_s^1</math>, причём <math>\bar{\sigma}_s^1 \approx 1,01 \sigma_{02}</math>; <math>\bar{\varepsilon}_s^1 = \lambda_s + 1,01 \sigma_{02} / E_s</math>; для А-I <math>\rightarrow \lambda_s = 0,015</math>; для А-II <math>\rightarrow \lambda_s = 0,012</math>; для А-III <math>\rightarrow \lambda_s = 0,008</math>; от точки (p) до точки (k): <math>\eta_{02} \rightarrow \eta_k = (\sigma_k - \bar{\sigma}_s^1) / (\bar{\sigma}_s - \bar{\sigma}_s^1)</math>; <math>v_{02} \rightarrow v_k = \sigma_k / E_s \varepsilon_k</math>;  <math>v_o = \bar{\sigma}_s^1 / E_s \bar{\varepsilon}_s^1</math>; <math>\eta = (\sigma_s - \bar{\sigma}_s^1) / (\bar{\sigma}_s - \bar{\sigma}_s^1)</math>; <math>\eta_u = \varepsilon_s / \bar{\varepsilon}_s</math>                  причём: <math>\sigma_k = 1,2 \sigma_{02}</math>; <math>\varepsilon_k = 1,6 \lambda_s + \sigma_k / E_s</math>;  <math>\omega_1 \leq 2</math> при <math>\eta \leq \bar{\eta}</math>, где <math>\bar{\eta} = 0,92(\omega_1 - 1)</math></p>	<p>Н.И. Карпенко (1996)                  Н.И. Карпенко,                  Т.А. Мухамедиев,                  А.Н. Петров (1986)</p>

Для дальнейшего анализа, основываясь на результатах проверки применимости различных зависимостей для описания диаграммы деформирования стали, в качестве модели деформирования (ненапрягаемой) арматуры принимаем зависимость вида:

$$\sigma = A \varepsilon^m, \tag{2.58}$$

где  $A$ ,  $m$  – коэффициенты, определяемые из условия наилучшей аппроксимации кривых одноосного деформирования образцов арматурной стали.

Анализ имеющихся в литературе экспериментальных данных по влиянию хлоридсодержащей среды на механические характеристики арматурных сталей позволяет заключить, что воздействие указанной среды

достаточно мало сказывается на характере кривой деформирования образцов ненапрягаемой арматуры, поэтому коэффициенты в (2.58) можно считать постоянными и не зависящими от концентрации агрессивной среды в точке материала.

Для идентификации модели использовались экспериментальные данные, полученные С.А. Мадатяном с сотрудниками [43] для арматурной стали 35ГС класса А–III (рис. 2.22). Идентификация модели (2.58) проведена методом наименьших квадратов по экспериментальным данным с применением метода квазилинеаризации. Определены значения коэффициентов  $A$ ,  $m$  для кривой деформирования стали 35ГС (рис. 2.23):  $A = 890$  МПа,  $m = 0,127$ .

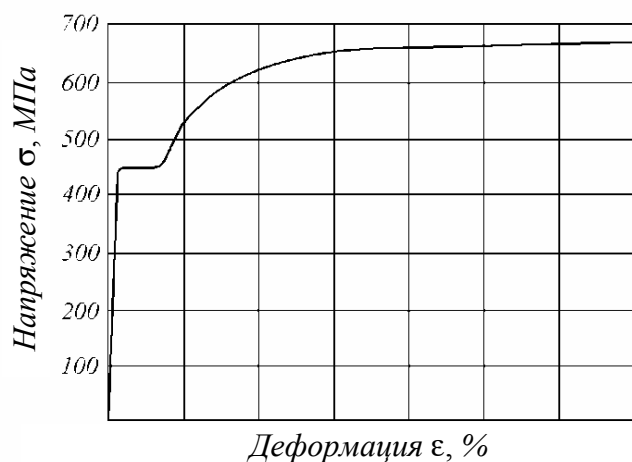


Рис. 2.22. Диаграмма растяжения стали 35ГС

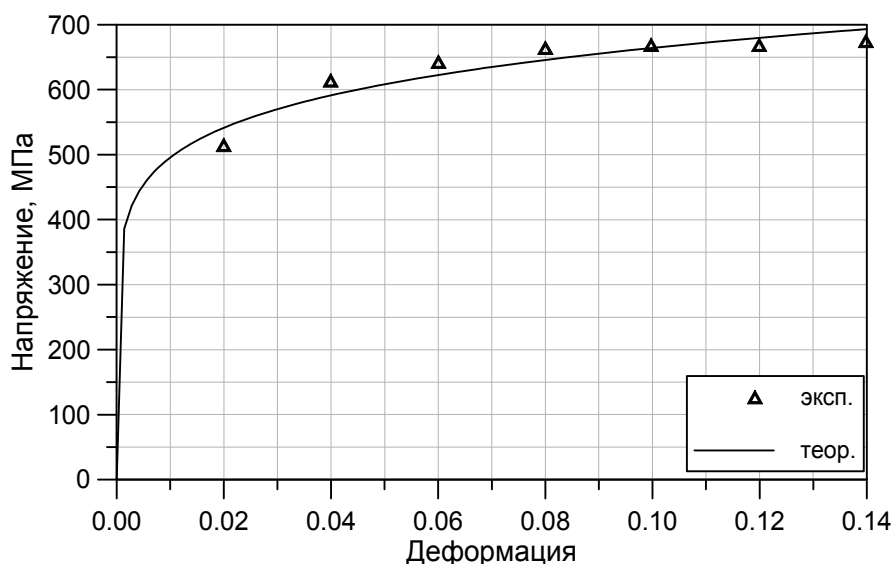


Рис. 2.23. Диаграмма растяжения арматуры

На рис. 2.23 показаны экспериментальные точки и теоретическая диаграмма деформирования арматурной стали 35ГС. В табл. 2.17 приведены экспериментальные и теоретические значения напряжений, полученные

при аппроксимации экспериментальных значений зависимостью  $\sigma_j = A\varepsilon_j^m$ , а также относительная погрешность аппроксимации.

Т а б л и ц а 2 . 1 7

$\varepsilon$	0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14
$\sigma_{\text{экс}}$ , МПа	0	515	620	645	660	665	666	670
$\sigma_{\text{теор}}$ , МПа	0	541	591	622	646	664	680	693
Погрешность, %	0,00	5,04	4,67	3,56	2,12	0,15	2,10	3,43

Как показал анализ результатов, модель деформирования (2.58) при значениях коэффициентов  $A$  и  $m$ , определенных по экспериментальным кривым для одноосного напряженного состояния, в рассматриваемом интервале деформаций (до  $\delta_{\text{п}} = 0,14$ ) достаточно хорошо описывает поведение арматурной стали 35ГС при одноосном деформировании. Теоретические значения напряжений отличаются от экспериментальных практически на всем интервале аппроксимации не более чем на 5 %. Проведена проверка устойчивости модели деформирования арматуры по отношению к возможным колебаниям значений коэффициентов модели. Расчеты показали, что при изменении коэффициентов  $A$  и  $m$  на  $\pm 2$  % значения  $\sigma_j$  меняются несколько больше, чем на  $\pm 2$  % (это объясняется тем, что коэффициент  $m$  входит в (2.58) нелинейно), но резких изменений в поведении модели не наблюдается.

#### 2.4.7. Характеристики коррозионного поражения стальной арматуры

Как известно, стальная арматура в бетоне защищена от коррозии тонкой пассивирующей пленкой, состоящей из оксидов железа, которая формируется на поверхности арматуры из-за сильно щелочной среды поровой влаги бетона [44]. Коррозия арматурной стали начинается при разрушении пассивирующей пленки (депассивации). Депассивация арматуры происходит в присутствии хлоридов определенной, так называемой пороговой, или критической концентрации. Негативному воздействию хлорид-ионов в бетоне противопоставлены гидроксид-ионы, способствующие самозалечиванию пассивирующей пленки. Критической по опасности коррозии арматуры концентрацией хлорид-ионов в бетоне считают такую, при которой скорости процессов пассивации и депассивации одинаковы [44]. В работе [45] указывается, что на уровень критической концентрации хлоридов в бетоне оказывают влияние: рН-фактор бетона; влажность бетона и концентрация агрессивного раствора в окружающей бетон среде. Некоторые ученые занимались определением критической концентрации хлоридов в бетоне. Результаты их расчетов представлены в табл. 1.7.

В работе [46] даны рекомендации по определению критического уровня хлоридов (см. табл. 1.8), основываясь на лабораторных испытаниях

железобетонных образцов, выдержанных в течение 16 месяцев при температуре 22°C в условиях воздействия хлоридсодержащей среды. Бетон имеет прочность на сжатие 35 МПа и водоцементное отношение 0,65.

Далее критическая концентрация хлоридов, при достижении которой начинается коррозионный износ арматуры, будет определяться отдельно для каждой конкретной задачи, исходя из имеющихся данных о материале конструкции и агрессивной среде, и в соответствии с таблицами 1.7 и 1.8.

В работах [6, 13, 23, 29] приведен достаточно подробный обзор экспериментальных данных по кинетике коррозионного износа стальной арматуры железобетонных конструкций, подвергающихся воздействию хлоридсодержащих сред. Рассмотрено воздействие различных видов хлоридсодержащих сред (газообразных, жидких, твердых), а также влияние различных факторов (химического состава стали, характера обработки поверхности металла, типа и назначения конструкции, характера подвода агрессивной среды, климатических условий, наличия примесей в атмосфере, наличия добавок в бетоне, состояния защитного покрытия или окружающей арматуру бетона, уровня и вида напряженного состояния элемента конструкции, степени пластической деформации металла и т.д.).

#### 2.4.8. Модели коррозионного износа арматуры

Математическое моделирование коррозионного разрушения материалов основывается на экспериментальных данных, полученных в натуральных условиях, и сводится к математическому описанию процесса изменения во времени некоторых параметров, характеризующих степень коррозионного поражения конструкции. В качестве таких параметров обычно используют глубину коррозионного поражения  $\delta$ , потерю массы  $G$ , изменение площади поперечного сечения конструкции  $A$  и другие. Следует отметить, что целью математического моделирования вообще и коррозионного износа, в частности, всегда является прогнозирование изучаемого процесса, т.е. определение будущих значений параметров состояния по фактическим данным, полученным на первоначальном участке времени.

Математические модели коррозионного износа сталей можно разделить на два принципиально различных класса: модели, описывающие физико-химический процесс коррозии на причинном уровне, и феноменологические модели, не объясняющие глубинных причин явления, а дающие описание кинетики изменения параметров состояния в виде эмпирической зависимости этих параметров от времени. Абсолютное большинство существующих математических моделей коррозионного износа относится ко второму классу.

Феноменологические математические модели, как правило, сводятся к построению эмпирических формул, приближенно описывающих данные экспериментов. Как обычно, при подборе эмпирических формул, вид

функциональной зависимости выбирается «по внешним признакам», так, чтобы выбранная формула качественно верно отражала характер расположения экспериментальных точек на графике «износ – время». Ясно поэтому, что выбранная формула может не иметь ничего общего с «настоящей» закономерностью и не всегда может быть достаточно надежной основой для прогнозирования – в этом состоит основная слабость феноменологических моделей по сравнению с моделями причинно-следственного типа.

Наибольшее распространение имеют два вида параметров коррозионной поврежденности конструкций, которые к тому же оказываются наиболее приемлемыми для расчета стержневых элементов конструкций с учетом коррозионного разрушения. Это параметр непрерывной коррозионной поврежденности  $\Psi$  и глубина коррозионного поражения конструктивного элемента  $\delta$ .

Для параметра  $\delta$  предложено много различных моделей, которые можно объединить в две крупные группы – физико-химические модели и математические модели. Физико-химические модели устанавливают зависимость между параметрами окружающей среды (температурой, влажностью, продолжительностью замачивания, химическим составом среды и т.п.) и параметрами коррозионного процесса. Модели этой группы приведены в табл. 2.18.

Т а б л и ц а 2 . 1 8

Физико-химические модели коррозионного износа

Вид модели	Источник
1	2
$\delta = \frac{\delta_k^\phi t_w m}{1000\Pi}$	[47]
$\delta = (0,035 + 0,70[\text{SO}_2]) \cdot t$	[44]
$V_9 = \left[ V_{20} + \frac{\Delta k}{\Delta t} (T_1 - 20) \right] \cdot \tau$	[48]
$V = \left  V_{01} + \Delta\tau \frac{\Delta k}{\Delta t} \right  \cdot n$	[48]
$M = t_{\text{л}} \cdot V[W] + t_3 \cdot V[W_{\text{ат}}]$	[49]
$V_t = b_0 \cdot [W] \cdot [\text{SO}_2] + b_1 \cdot [W] + b_2 \cdot [\text{SO}_2] + b_3$	[49]
$M = (A_{\text{адс}} + a[C]) \cdot (t_{\text{адс}} - t_{\text{фаз}}) + (V_{\text{фаз}} + b[C] \cdot t_{\text{фаз}})$	[50]
$\delta = a_1 (A_{\text{адс}}^B) \cdot ([\text{SO}_2] + \tau)$	[51]



1	2
$\delta = 9,013 \cdot [\exp(0,016)[\text{SO}_2]] \left[ (4,768t)^{0,7512-0,00582Q_k} \right]$	[52]
$\delta = A \exp\left(\frac{\theta}{\rho T_{\text{абс}}}\right) \cdot t^{\frac{1}{n}}$ , где $n = \left[ A_1 \exp\left(-\frac{A_2}{\rho T_{\text{абс}}}\right) \right] \cdot t^{(a+bT_{\text{абс}})}$	[53]

В формулах, приведенных в табл. 2.18, величины  $a, a_1, A, A_1, A_2, b_1, b_2, b_3, b, m, n$  – постоянные коэффициенты;  $\Delta k/\Delta t$  – температурный коэффициент коррозии;  $W, л, з, \Delta\tau, \text{адс}, \text{фаз}, \tau_i$  – индексы, указывающие на влажность в летний (л), зимний (з) периоды, перепад температур  $\Delta\tau$ , наличие адсорбционной (адс) и фазовой (фаз) пленок;  $\delta_k^\Phi$  – фактическая величина коррозии за 100 часов увлажнения при 5 °С;  $T_B, T_t, T_0$  – соответственно температура средняя, меняющаяся во времени и начальная;  $V_9, V_{20}$  – соответственно скорость коррозии для железа под непрерывно возобновляющейся пленкой влаги, скорость коррозии за один час смачивания при температуре 20 °С;  $\tau$  – продолжительность смачивания в часах при данной температуре;  $T$  – средняя наиболее вероятная температура за время высыхания пленки влаги;  $n_1$  – число смачиваний за рассматриваемый отрезок времени;  $\tau_1$  – продолжительность сохранения фазовой пленки воды в часах,  $A_{\text{адс}}$  – время увлажнения.

В приведенных в табл. 2.18 моделях отражены зависимости коррозии от метеорологических факторов и агрессивности атмосферы. Однако особенностью физико-химических моделей является их строго индивидуальная принадлежность. При переходе к конструкциям из других сталей, с другими сечениями, находящимся в других районах с другими параметрами внешней среды, с другими защитными покрытиями, использованные модели могут дать существенно отличающиеся результаты. Кроме того, расчет по приведенным в таблице формулам затруднен сложностью получения входящих в расчет статистических данных – температуры, влажности, продолжительности нахождения пленки влаги на поверхности металла и т.д. Поэтому для инженерных расчетов и научных исследований коррозионного разрушения напряженных элементов конструкций более приемлемыми оказываются математические модели, представляющие собой алгебраические, либо трансцендентные выражения, связывающие параметр коррозионного повреждения со временем, либо дифференциальные, интегро-дифференциальные уравнения, описывающие кинетику изменения коррозионного процесса во времени с учетом различных факторов.

В табл. 2.19 приведены математические модели коррозионного износа, относящиеся к этой группе моделей и широко использующиеся при

расчетах коррозионно-механического поведения железобетонных конструкций в агрессивных средах.

Т а б л и ц а 2 . 1 9

Математические модели коррозионного износа  
металлических конструкций

Вид модели	Источник
$\delta = kt^n$	[54]
$\delta = \frac{\delta_0 t}{t + T}$	[55]
$\frac{d\delta}{dt} = k\delta$	[56]
$\frac{d\delta}{dt} = k\delta(b - \delta), \quad 0 < \delta < b, \quad k > 0$	[57]

В формулах (см. табл. 2.19) все входящие величины, кроме  $\delta$  и  $t$ , представляют собой коэффициенты, определяемые по экспериментальным данным. Модели такого типа широко использовались в исследованиях [3, 4, 6, 7, 13].

Если влияние напряженно-деформированного состояния на скорость коррозионного разрушения существенно, то необходимо использовать математические модели, учитывающие этот эффект. В табл. 2.20 приведены различные модели коррозии, учитывающие влияние напряжений и/или деформаций на кинетику коррозионного износа. В этих формулах  $\delta$  – глубина коррозии,  $t$  – время,  $\sigma$  – напряжение,  $T$  – температура,  $\varepsilon$  – деформация, остальные величины являются определяемыми коэффициентами или функциями.

Т а б л и ц а 2 . 2 0

Модели коррозии, учитывающие влияние напряжений и/или деформаций  
на кинетику коррозионного износа металлических конструкций

Вид модели	Источник
$\frac{d\delta}{dt} = V_0 + m\sigma$	[58, 59]
$\frac{d\delta}{dt} = \alpha\varphi(t) \cdot (1 + k\sigma)$	[60, 61]
$\frac{d\delta}{dt} = \alpha\varepsilon(\sigma - \sigma_{\text{пор}}) + V_0$	[62]
$\frac{d\delta}{dt} = \begin{cases} A, & \sigma < \sigma_{\text{пор}} \\ A + k \cdot (\sigma - \sigma_{\text{пор}}), & \sigma > \sigma_{\text{пор}} \end{cases}$	[63]

#### 2.4.9. Модель коррозионной поврежденности стальной арматуры

Экспериментальные данные свидетельствуют, что в действительности за слоем сплошного коррозионного износа практически всегда имеется частично разрушенный слой, несущая способность которого убывает по мере приближения к поверхности конструкции. Для того чтобы учесть эту неоднородность коррозионного поражения по глубине армирующего элемента, предлагается характеризовать степень поврежденности материала в точке вследствие коррозионного воздействия среды параметром коррозионной поврежденности  $\Psi$ , изменяющимся от 1 в начальный момент времени, до 0 при полном коррозионном разрушении материала в данной точке. Кинетическое уравнение для  $\Psi$  в общем случае имеет вид [64]:

$$d\Psi/dt = -F(\Psi, \sigma, T, \bar{B}), \quad (2.59)$$

где  $\bar{B}$  – вектор коэффициентов. В ряде случаев уравнение (2.59) может иметь форму уравнения массопереноса:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial t} = -\text{div}(B \text{grad} \Psi), \quad (2.60)$$

где  $B$  – коэффициент, характеризующий коррозионное сопротивление материала;  $t$  – время. Чем меньше значение коэффициента коррозионной податливости  $B$ , тем выше коррозионная стойкость материала.

Коррозионное разрушение начинается с поверхности и приводит к постепенному ослаблению сечения, вызывая, в конечном счете, изменение напряженно-деформированного состояния. Влияние коррозионного разрушения на поведение конструктивных элементов можно учесть, если интерпретировать  $\Psi$  как сплошность материала в точке конструкции.

Во многих случаях глубина слоя, подвергающегося коррозионному разрыхлению, невелика и, поэтому, элемент конструкции можно приближенно рассмотреть как полуограниченное тело. При этом, решая уравнение (2.60) для одномерного случая при граничных условиях  $\Psi(z, 0) = 1$ ;  $\Psi(0, t) = 0$ ;  $\partial\Psi(\infty, t)/\partial z = 0$ , где  $z$  – координата, отсчитываемая от поверхности в глубь конструктивного элемента, и  $B = \text{const}$ , получим следующий закон распределения параметра  $\Psi$ :

$$\Psi(z, t) = \text{erf}\left(\frac{z}{2\sqrt{Bt}}\right). \quad (2.61)$$

Подставляя (2.61) в кинетическое уравнение для четкого фронта разрушения  $\Psi(z_p, t) = \Psi_p$ , по аналогии с процедурой, проделанной в начале главы для уравнения диффузии, имеем закон движения фронта сплошного коррозионного разрушения:

$$\delta(t) = z_p(t) = \text{erf}^{-1}(\Psi_p) \cdot 2\sqrt{Bt} = v\sqrt{Bt}, \quad (2.62)$$

где  $v$  – константа.

Проинтегрировав по безразмерному параметру величину  $(1-\Psi)$ , характеризующую потерю сплошности материала, получили:

$$\int_0^{\infty} [1 - \operatorname{erf}(y)] dy \approx 0,588,$$

откуда 
$$\frac{\delta(t)}{2\sqrt{Bt}} \approx 0,588, \quad \Psi_p \approx 0,595. \quad (2.63)$$

Далее будем использовать модель коррозионного разрушения арматуры в виде (2.60).

Для идентификации модели коррозионного поражения арматуры (2.60) необходимо определить значение коэффициента  $B$ , характеризующего коррозионное сопротивление материала. Экспериментальные данные по коррозии сталей в агрессивных средах в большинстве случаев представляют данные о глубине коррозионного износа  $\delta$  после различных периодов экспозиции. Идентификация модели (2.60) проводилась по экспериментальным данным, полученным в [23] для открытого арматурного стержня из стали 35ГС, подвергающегося воздействию 1 %-го раствора соляной кислоты, и для стальной арматуры в бетоне с трещинами при постоянной фильтрации агрессивного раствора  $C_{Cl}=0,2 \text{ кг/м}^3$ .

Из (2.63) получили выражение, описывающее продвижение четкого фронта коррозионного износа:

$$\delta(t) = 1,176 \cdot \sqrt{Bt}. \quad (2.64)$$

Для набора экспериментальных данных  $\{\delta_i, t_i\}$  с применением метода наименьших квадратов получили следующее выражение для идентификации коэффициента коррозионной податливости материала  $B$ :

$$B = \left( \frac{\sum (\delta_i \cdot \sqrt{t_i})}{1,176 \cdot \sum t_i} \right)^2. \quad (2.65)$$

Для открытого арматурного стержня из стали 35ГС, подвергающегося воздействию 1 %-го раствора соляной кислоты, коэффициент коррозионной податливости материала  $B = 4,601 \cdot 10^{-15} \text{ м}^2/\text{с} = 1,451 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{год}$ .

В табл. 2.21 приведены экспериментальные значения глубины коррозионного износа арматурной стали и теоретические, полученные при аппроксимации экспериментальных значений зависимостью (2.64), а также относительная погрешность аппроксимации ( $\Delta$ ).

На рис. 2.24 показаны экспериментальные точки и теоретическая кривая коррозионного износа арматурной стали 35ГС.

Таблица 2.21

$t$ , ГОДЫ	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\delta_{\text{экс}}$ , ММ	0,40	0,76	0,83	0,97	1,07	1,12	1,20	1,22	1,30	1,33
$\delta_{\text{теор}}$ , ММ	0,44	0,64	0,78	0,90	1,00	1,10	1,19	1,27	1,34	1,42
$\Delta$ , %	26,2	-16,6	-6,5	-7,8	-6,3	-2,1	-1,2	3,8	3,3	6,5

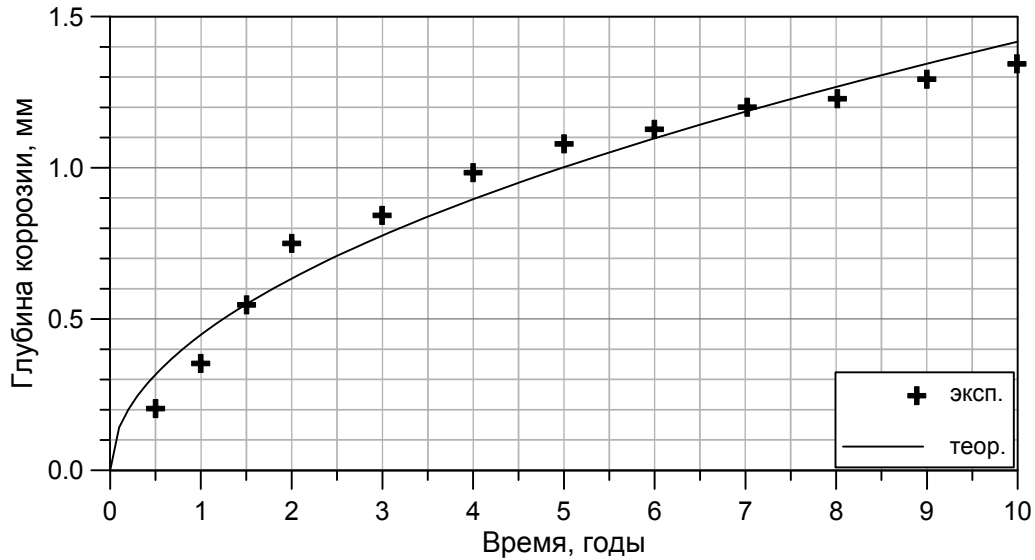


Рис. 2.24. Кинетика коррозионных потерь арматурной стали в 1 %-м растворе HCl

В табл. 2.22 приведены результаты расчета коррозионных потерь арматуры в трещинах железобетона при постоянной фильтрации раствора, содержащего 200 мг/л ионов хлора, по данным [23]. Коррозионные потери сечения арматурного стержня  $\varnothing 5$  В-1 оценивались средней глубиной коррозионных язв. Там же приведены данные о коррозии открытой стали и рассчитанные по экспериментальным данным значения коэффициента коррозионной податливости материала.

Таблица 2.22

Ширина трещины, мм	Время экспозиции, годы				$B, \cdot 10^{-3}$ мм <sup>2</sup> /год
	1	3	7	11	
	Глубина коррозии, мм				
0,5	-	0,055	0,070	0,075	0,4592
0,7	0,045	0,085	0,165	0,220	2,757
1	0,080	0,265	0,370	0,485	14,60
1,2	0,105	0,215	0,445	0,550	18,08
1,4 – 1,6	0,105	0,320	0,480	0,585	22,37
открытый	0,105	0,245	0,495	0,710	26,28

На рис. 2.25 показаны кривые, отражающие кинетику коррозионного износа арматурной стали в зависимости от ширины трещины.

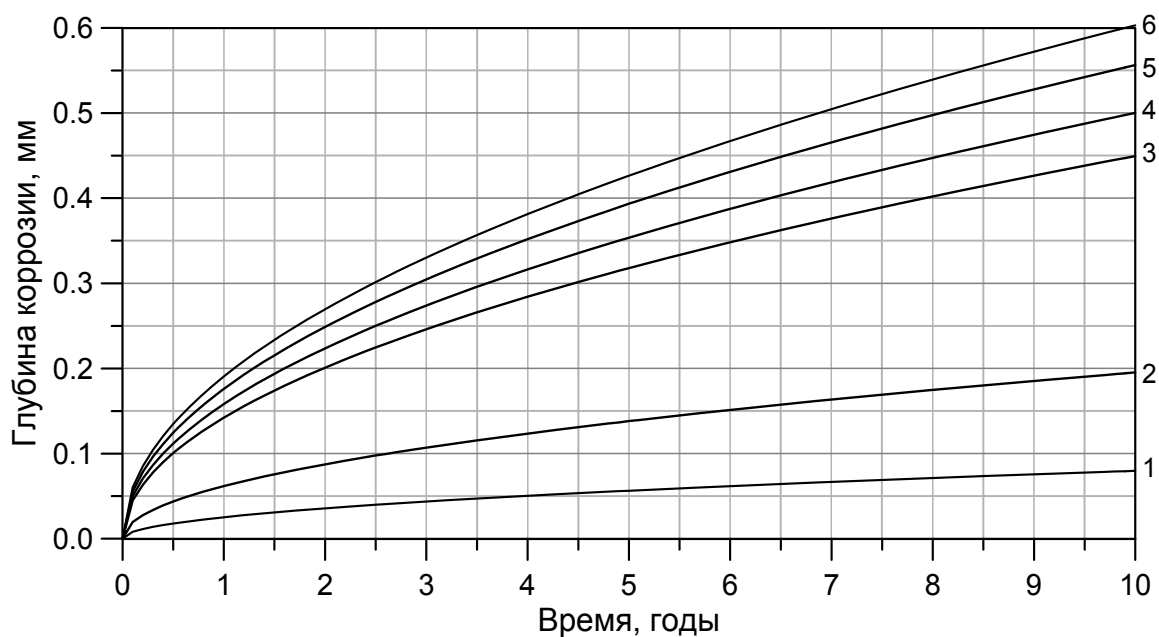


Рис. 2.25. Кинетика коррозии арматуры в бетоне с трещинами при экспозиции в хлоридсодержащем растворе  $C_{Cl} = 0.2 \text{ кг/м}^3$ : ширина трещины: 1 – 0,5 мм; 2 – 0,7 мм; 3 – 1 мм; 4 – 1,2 мм; 5 – 1,5 мм; 6 – открытый стержень

Таблица 2.23

Тип арматуры	Газ, мг/л HCl	R бетона, кг/см <sup>2</sup>	Время коррозии, месяцы	$\delta_{\text{экс}}$ , мк	$\delta_{\text{теор}}$ , мк	$\Delta$ , %	$B, \cdot 10^{-3} \text{ мм}^2/\text{год}$
1	100	150	3	45	45,73	1,6	6,048
			8	72	74,67	3,7	
			12	94	91,45	-2,8	
		236	,1	9	6,95	-22,8	4,187
			5,1	47	49,61	5,5	
			9,1	68	66,26	-2,6	
2	100	150	,5	18	19,32	7,3	6,479
			5,5	49	64,08	30,7	
			9,5	96	84,22	-12,3	
		236	,1	10	6,64	-33,6	3,822
			5,1	42	47,40	12,8	
			9,1	67	63,31	-5,5	
	10	150	,1	14	15,79	12,7	43,27
			9,1	211	212,4	0,68	
			21,1	325	324,0	-0,31	

В табл. 2.23 приведены экспериментальные данные [23] о коррозии стальной арматуры в мелкозернистом бетоне, находящемся в агрессивной газозоудушной среде. Испытание арматуры в бетоне осуществлялось вы-

держиванием железобетонных образцов в газовой среде, содержащей пары соляной кислоты. После определенного срока часть образцов разбивалась, арматура извлекалась из бетона и определялась наибольшая глубина коррозионных язв. Тип арматуры: 1 – стержневая из стали Ст5 Ø8; 2 – высокопрочная проволока Ø5. В табл. 2.23 также приведены теоретические значения глубины коррозии, полученные при аппроксимации экспериментальных значений зависимостью (2.64), относительная погрешность аппроксимации ( $\Delta$ ) и рассчитанные по экспериментальным данным значения коэффициента коррозионной податливости материала.

Экспериментальные данные свидетельствуют о существенном влиянии на кинетику коррозии арматуры в бетоне концентрации агрессивного компонента в газовой среде и качества бетона, влияние типа арматуры незначительно.

Как показал анализ результатов, модель коррозионного поражения арматуры (2.60), идентифицированная по экспериментальным данным коррозионного износа стали 35ГС, в рассматриваемом интервале времени (до 10 лет) достаточно хорошо описывает коррозионное поведение арматуры в хлоридной среде. Теоретические значения глубины износа отличаются от экспериментальных практически на всем интервале аппроксимации не более чем на 5 %. Проведена проверка устойчивости модели коррозионного износа арматуры по отношению к возможным колебаниям значения коэффициента модели. Расчеты показали, что при изменении коэффициента  $B$  на  $\pm 2$  % значение  $\delta$  меняется менее чем на  $\pm 2$  %.

Рассмотрим вопрос учета влияния коррозионного поражения на работу арматуры. Учесть это влияние можно несколькими способами, во-первых, принимая, что коррозионное разрыхление оказывает влияние на процесс деформирования нелинейно-упругого материала. Предполагается, что коррозионное разрыхление приводит к изменению диаграммы деформирования материала, то есть:

$$\sigma = f(\epsilon, \Psi), \quad (2.66)$$

или, в случае подобного изменения диаграммы деформирования:

$$\sigma = \varphi(\epsilon) \cdot \xi(\Psi). \quad (2.67)$$

Выражения для  $\varphi(\epsilon)$  приведены в табл. 2.16, а в качестве функции  $\xi(\Psi)$  можно принять следующие зависимости [13] (табл. 2.24).

Т а б л и ц а 2 . 2 4

Название	Вид функции
Линейная	$\xi = 1 - \alpha (1 - \Psi)$
Степенная	$\xi = \Psi^\alpha$
Экспоненциальная	$\xi = \exp[\alpha (\Psi - 1)]$

Здесь  $\alpha$  – коэффициент.

Однако, как уже отмечалось, экспериментальные данные свидетельствуют, что воздействие агрессивной среды достаточно мало сказывается на характере кривой деформирования образцов ненапрягаемой арматуры. Поэтому влияние коррозии на работу армирующего элемента обычно учитывают через уменьшение его площади поперечного сечения.

В случае применения модели (2.60), описывающей потерю сплошности материала в каждой точке сечения в результате коррозии, текущая площадь корродирующего сечения определяется выражением:

$$A(t) = \iint_{xy} \Psi(x, y, t) dx dy. \quad (2.68)$$

Данная модель коррозионного поражения может применяться при численном расчете конструкции при дискретизации сечения конструктивного элемента.

При применении моделей коррозии с четким фронтом коррозионного износа, также необходимо для расчета конструкции перейти от текущей глубины коррозии к рабочей площади поперечного сечения арматуры. Анализ экспериментальных данных и результатов натурных обследований свидетельствует о том, что возможны различные виды коррозионного поражения арматуры в бетоне под воздействием хлоридсодержащих сред. Наиболее часто встречаются следующие виды коррозионного износа сечения [6] (см. рис. 2.26):

1) Равномерная по периметру арматурного стержня коррозия (рис. 2.26, а): в этом случае текущая площадь арматуры:

$$A(t) = \begin{cases} \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2, & t \leq t_{inc}; \\ \frac{\pi}{4} \cdot (d_0 - 2\delta(t))^2, & t > t_{inc}; \\ 0, & t \gg t_{inc}; \end{cases} \quad (2.69)$$

где  $d_0$  – начальный диаметр арматуры;  $\delta(t)$  – толщина прокорродированного металла на момент времени  $t$ ;  $t_{inc}$  – инкубационный период для данного армирующего элемента.

При определении инкубационного периода арматуры коррозионный процесс можно считать инициированным при достижении концентрацией хлоридов критического значения ( $C_{кр}$ ) либо в одной из точек по периметру сечения, либо в точке центра тяжести арматурного стержня.



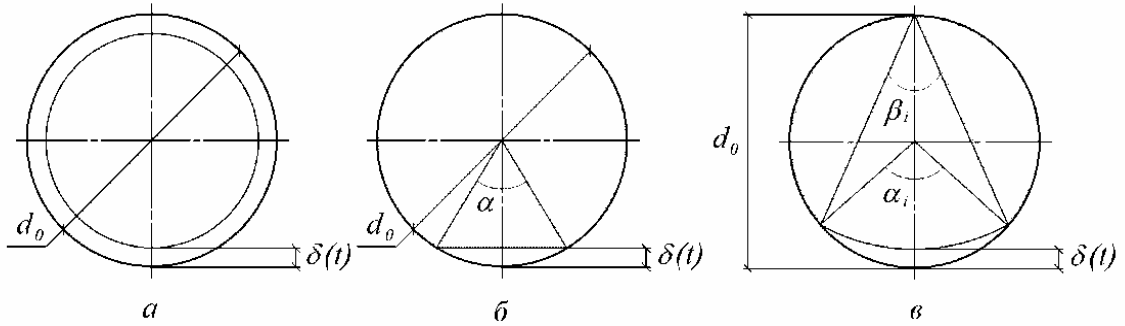


Рис. 2.26. Виды коррозионного износа арматуры:  
а – равномерный; б – локальный по хорде; в – локальный серповидный

2) Локальная по хорде коррозия (рис. 2.26, б): в этом случае текущая площадь арматуры:

$$A(t) = \begin{cases} \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2, & t \leq t_{inc}; \\ \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2 - \frac{d_0^2}{8} \cdot (\alpha - \sin \alpha), & t > t_{inc}; \\ 0, & t \gg t_{inc}; \end{cases} \quad (2.70)$$

где  $\alpha = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2\delta(t)}{d_0} \right)$ . Считается, что коррозия арматуры начинается при достижении концентрацией хлоридов критического значения в нижней точке сечения арматурного стержня (см. рис. 2.26, б).

3) Серповидная коррозия (рис. 2.27, в): в этом случае текущая площадь арматуры:

$$A(t) = \begin{cases} \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2, & t \leq t_{inc}; \\ \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2 - \frac{d_0^2}{8} \cdot (\alpha - \sin \alpha) + \frac{(d_0 - \delta(t))^2}{2} \left( \frac{\alpha}{2} - \sin \frac{\alpha}{2} \right), & t > t_{inc}; \\ 0, & t \gg t_{inc}; \end{cases} \quad (2.71)$$

где  $\alpha = 4 \arccos \left( 1 - \frac{\delta(t)}{d_0} \right)$ . Считается, что коррозия арматуры начинается при достижении концентрацией хлоридов критического значения в нижней точке сечения арматурного стержня (см. рис. 2.26, в).

Следует отметить, что разные модели коррозионного износа сечения дают различную степень потери несущей площади арматуры и требуют оценки корректности применения для каждого конкретного случая.

Для оценки площади рабочего сечения корродирующего предварительно напряженного армирующего элемента в работе [65] использовалось соотношение:

$$A_s(t) = \pi \cdot D(t)^2 / 4, \quad (2.72)$$

где

$$D(t) = \begin{cases} D_I, & t \leq t_I; \\ D_I - 2\lambda(t - t_I), & t_I < t \leq t_I + (D_I / 2\lambda); \\ 0, & t > t_I + (D_I / 2\lambda); \end{cases}$$

$A_s(t)$  – площадь рабочего сечения в момент времени  $t$ , мм<sup>2</sup>;  $D(t)$  – диаметр армирующего элемента, мм;  $D_I$  – его начальный диаметр;  $\lambda \cong 0.0116 \cdot R \cdot i_{\text{corr}}$  – скорость коррозии, мм/год;  $i_{\text{corr}}$  – плотность тока коррозии, мА/см<sup>2</sup>;  $R$  – коэффициент, равный 1 для общей коррозии и 6 для местной коррозии (см. рис. 2.27).

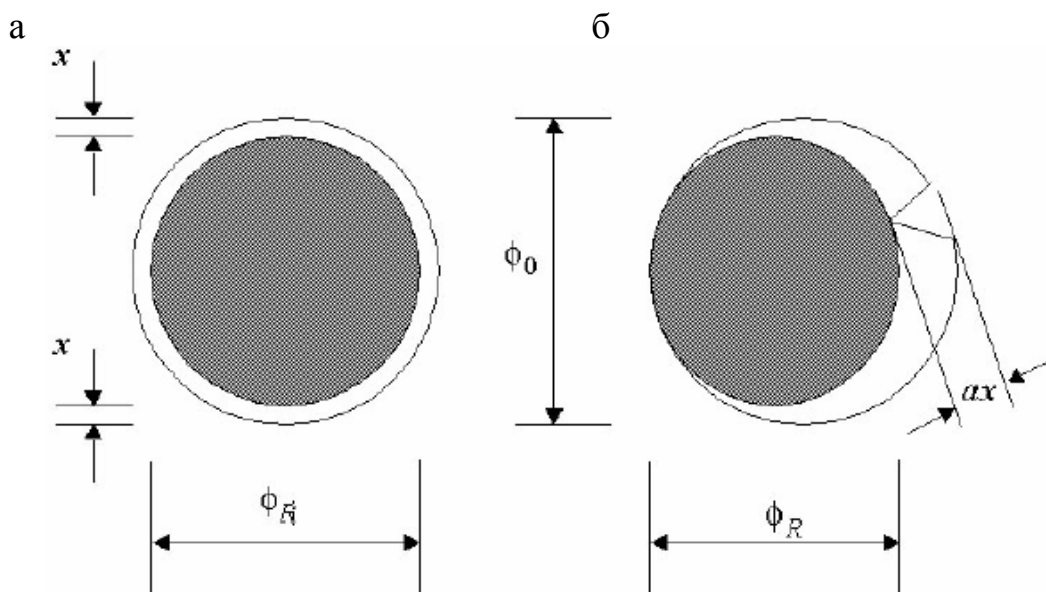


Рис. 2.27. Вид коррозионного поражения арматуры: а – равномерная,  $\alpha = 2$ ; б – локальная,  $\alpha \leq 4-8$ ;  $\phi_R = \phi_0 - \alpha x$

Согласно деградационной модели для арматуры, предложенной в отчете RILEM (Долговечность 1996), и также использованной [9, 66], понижение площади поперечного сечения стальных армирующих элементов вследствие коррозии может быть выражено следующей зависимостью:

$$A_s(t) = N_s \cdot \pi \cdot [D_0 - n \cdot X_c(t - t_0)]^2 / 4, \quad (2.73)$$

где  $N_s$  – количество армирующих стержней;  $D_0$  – начальный диаметр арматуры;  $n$  – параметр, учитывающий, на какой части периметра армирую-

щего элемента идет коррозионный процесс;  $X_c(t-t_0)$  – глубина коррозионного износа;  $t_0$  – время инициирования коррозии. Функция  $X_c(t-t_0)$  может быть принята равной  $v_c \cdot (t-t_0)$ .

Скорость коррозии  $v_c = d(X_c)/dt$  зависит от условий окружающей среды (например, относительной влажности, температуры и т.д.), типа химико-физического воздействия (например, карбонизация, хлориды, сульфаты и т.д.), характеристик бетона и стали, открытия трещин.

При коррозионном поражении, начинающемся от одной стороны, параметр  $n$  в (2.73) изменяется от 1 до 2 с течением времени от  $t_0$  до  $t_1$ , по параболическому закону (см. рис. 2.28).

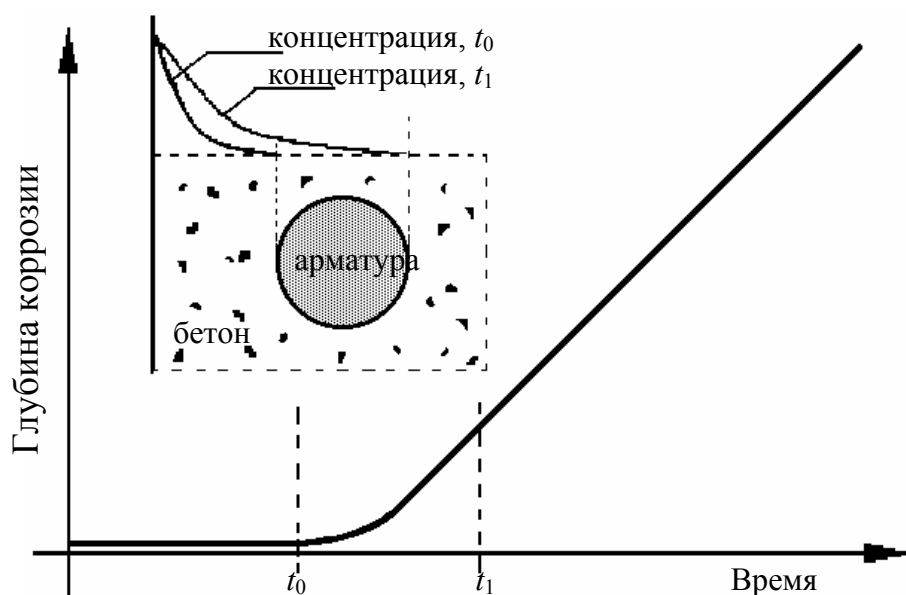


Рис. 2.28. Изменение глубины коррозионного износа во времени

## 2.5. Модели деформирования компонентов железобетона в условиях воздействия сульфатсодержащей среды

Особенность взаимодействия сульфатсодержащей среды с железобетоном заключается в том, что среда оказывает влияние на бетон и арматуру посредством различных факторов. Коррозионное поражение арматуры зависит непосредственно от уровня концентрации сульфат-ионов  $SO_4^{2-}$ , проникших в тело бетона, в районе расположения арматуры. Основное же воздействие на физико-механические свойства бетона сульфатсодержащая среда оказывает в процессе ее химического взаимодействия с цементным камнем, в результате которого образуется твердый осадок (сульфат-ион,

связанный цементным камнем –  $\text{SO}_3$ ), по объему превышающий объем исходных веществ [67].

Модель сопротивления железобетона воздействию сульфатсодержащей среды представим в виде совокупности моделей: модели проникания сульфатсодержащей среды в бетон; модели химического взаимодействия проникающей среды с бетоном; модели деформирования материала (бетона и стальной арматуры); модели коррозионного износа стальной арматуры.

На основании анализа результатов опытов [4] можно утверждать, что проникание сульфатсодержащей среды в бетонные и железобетонные конструкции происходит в основном по механизму активированной диффузии и, учитывая, что взаимодействие сульфатсодержащей среды с бетоном является физико-химическим процессом, уравнение диффузии должно содержать член, учитывающий химическое связывание. Кинетику появления новообразований (приводящих к изменению механических свойств бетона) можно описать с помощью специально вводимого интегрального параметра химического взаимодействия, кинетика которого будет определяться наиболее медленным из процессов, контролирующим изменение механических свойств.

При построении модели сопротивления железобетона воздействию сульфатсодержащей среды будем учитывать только основные лимитирующие процессы, от которых зависит кинетика изменения механических свойств материала – проникание сульфатсодержащей среды в железобетон и ее химическое взаимодействие с компонентами железобетона.

Распределение агрессивной среды по объему конструктивного элемента из железобетона будем связывать с относительной концентрацией сульфатсодержащей среды в точке объема элемента  $C = C(x, y, z, t) / C_\infty$ , ( $0 \leq C \leq 1$ ), где  $C(x, y, z, t)$  – концентрация среды в точке конструктивного элемента с координатами  $(x, y, z)$  в момент времени  $t$ ,  $C_\infty$  – равновесная концентрация. Процесс химических превращений при взаимодействии сульфатсодержащей среды с бетоном будем описывать уравнением химического взаимодействия относительно параметра химического взаимодействия  $\mu$  ( $0 < \mu < 1$ ). Влияние сульфатсодержащей среды на материал будем учитывать, полагая коэффициенты модели материала зависящими от параметра химического взаимодействия  $\mu$ .

### 2.5.1. Моделирование проникания сульфатсодержащей среды в железобетон и химического взаимодействия ее с бетоном

Как уже ранее отмечалось, для описания процесса проникания сульфатсодержащей среды в железобетон можно использовать следующие модели: уравнение диффузии, проникание четким фронтом, проникание размытым фронтом и другие модели.

В данном параграфе в качестве модели проникания сульфатсодержащей среды в конструктивный элемент принимаем модель размытого фронта в следующем виде:

$$C(x,t) = \begin{cases} 0, & x > L(t), \\ C_0 \left( 1 - \alpha \frac{x}{L} + \beta \frac{x^2}{L} \right), & x \leq L(t), \end{cases} \quad (2.74)$$

где  $x$  – координата сечения;  $t$  – время;  $C_0$  – концентрация агрессивной среды на поверхности конструктивного элемента;  $\alpha$ ,  $\beta$  – коэффициенты;  $L(t)$  – закон продвижения границы размытого фронта вглубь конструктивного элемента (глубина проникания агрессивной среды):

$$L_j(t) = m_j t^{n_j}, \quad (2.75)$$

где  $m$ ,  $n$  – эмпирические коэффициенты;  $j=1$  – для растянутой зоны сечения,  $j=2$  – для сжатой.

Значения коэффициентов  $\alpha$ ,  $\beta$  определим из постановки граничных условий. Из условия равенства нулю концентрации на границе размытого фронта:

$$x = L, C(L,t) = 0; 1 - \alpha + \beta L = 0. \quad (2.76)$$

Из условия равенства нулю производной на границе размытого фронта, так как касательная к графику размытого фронта в этой точке горизонтальна:

$$\left. \frac{dC}{dx} \right|_{x=L} = 0: -\alpha \frac{1}{L} + 2\beta = 0. \quad (2.77)$$

Из совместного решения уравнений (2.76) и (2.77):  $\alpha = 2$ ,  $\beta = 1/L$ . Тогда модель проникания примет вид:

$$C(x,t) = \begin{cases} 0, & x > L(t), \\ C_0 \left( 1 - \frac{2x}{L} + \frac{x^2}{L^2} \right), & x \leq L(t). \end{cases} \quad (2.78)$$

Процесс коррозии бетона в условиях воздействия сульфатсодержащей среды можно представить в виде ряда элементарных процессов: растворение исходной фазы; конвективный и диффузионный перенос ионов растворенного вещества, агрессивной внешней среды и продуктов химической реакции; химическая реакция нейтрализации между ионами исходного и агрессивного веществ [68]. По предложению И.Г. Овчинникова, согласно результатам, полученным в работе [69], кинетику сложных химических реакций можно приближенно описать суммарным кинетическим уравне-

нием, составленным относительно некоторого определяющего параметра. Поэтому всю совокупность элементарных процессов взаимодействия сульфатов с бетоном, приводящих к изменению механических свойств, можно интегрально описать уравнением химического взаимодействия, составленным относительно параметра  $\mu$ . Этот параметр можно идентифицировать со скоростью выделения новообразований или с количеством (концентрацией) связанных цементным камнем сульфат-ионов, и соответствующим образом нормировать в пределах  $0 < \mu < 1$ . Параметр химического взаимодействия  $\mu$  характеризует уровень химических превращений при взаимодействии сульфатов с бетоном и является функцией концентрации сульфат-ионов и времени  $\mu = \mu(C, t)$ . Таким образом, в процессе проникания в тело конструктивного элемента концентрация сульфат-ионов достигает величины, при которой становится возможным взаимодействие сульфат-ионов с цементным камнем, сопровождающееся выделением новообразований. Причем этот период весьма мал [70], так как уже через 1÷3 суток после начала воздействия сульфатсодержащей среды на экспериментальные образцы в бетоне удастся обнаружить связанный цементным камнем сульфат-ион. По мере накопления новообразований (увеличения количества (концентрации) связанных цементным камнем сульфат-ионов) в какой-либо точке объема бетона сначала происходит его упрочнение с последующим разупрочнением и разрушением ( $\mu = 1$ ). Другими словами, свойства бетона изменяются таким образом, что по мере деградации бетон постепенно теряет способность воспринимать нагрузку и в конечном итоге перестает ее воспринимать (разрушается).

В качестве модели химического взаимодействия принимаем зависимость вида:

$$\frac{d\mu}{dt} = gC(1 - \mu), \quad (2.79)$$

где  $g$  – коэффициент пропорциональности;  $C$  – концентрация агрессивной среды по  $SO_4^{2-}$  в точке сечения, определяемая из уравнения проникания (2.74).

Решение уравнения (2.79) имеет вид, весьма корректно описывающий экспериментальные данные по кинетике накопления новообразований.

Идентификация предлагаемых моделей проникания и последующего химического взаимодействия представляет определенные сложности вследствие того, что в результате анализа имеющихся экспериментальных данных по кинетике проникания и химическому взаимодействию сульфатсодержащей среды с бетоном [4] не удалось выявить одновременно все необходимые данные для идентификации кинетики проникания границы фронта агрессивной среды, распределения проникающих сульфат-ионов по глубине проникания, а также соответствующее распределение уровня химического взаимодействия (распределение связанных цементным камнем

сульфат-ионов). Однако, учитывая, что распределение концентрации сульфат-ионов по глубине проникания, моделируемое уравнением (2.74), зависит только от кинетики проникания границы фронта агрессивной среды  $L(t)$  (не считая концентрации агрессивной среды на поверхности элемента), задачу идентификации будем выполнять по этому параметру.

Для идентификации модели (2.75) будем использовать экспериментальные данные, полученные в [23] для тяжелого бетона, подверженного воздействию 1 %-го раствора серной кислоты в течение 24 месяцев. Поскольку эксперимент проводился на ненапряженных бетонных образцах, то зависимость (2.75) примет вид:

$$L = mt^n. \quad (2.80)$$

Значения коэффициентов  $m$ ,  $n$  определим с помощью метода наименьших квадратов с использованием системы инженерных и научных расчетов MATLAB. При этом используется следующая процедура:

– выполняется линеаризация уравнения (2.80), в результате которой получается выражение:

$$\ln L_j = m_1 + n \ln t_j, \quad (2.81)$$

где  $t_j$ ,  $L_j$  – экспериментальные значения моментов времени и соответствующие им значения глубины проникания,  $j=1\dots k_1$  ( $k_1$  – общее количество точек, принятых при аппроксимации экспериментальной кривой);  $m_1 = \ln m$ ;

– коэффициенты уравнения (2.81)  $m_1$  и  $n$  определяются из решения матричного уравнения относительно  $x$ :

$$C_1 \cdot x = D_1, \quad (2.82)$$

$$\text{где } C_1 = \begin{pmatrix} 1 + \ln t_1 \\ 1 + \ln t_2 \\ \dots \\ 1 + \ln t_j \end{pmatrix}, \quad x = \begin{pmatrix} m_1 \\ n \end{pmatrix}, \quad D_1 = \begin{pmatrix} \ln L_1 \\ \ln L_2 \\ \dots \\ \ln L_j \end{pmatrix},$$

Полученная таким образом система линейных уравнений является переопределенной и решается на основе минимизации второй нормы невязок:

$$\|C_1 \cdot x - D_1\| \rightarrow \min. \quad (2.83)$$

– коэффициент  $m$  определяется из выражения:  $m = \exp(m_1)$ .

По указанной методике были определены значения коэффициентов  $m=0,465$  мм/мес<sup>0,837</sup>,  $n=0,837$ . В табл. 2.25 приведены данные, позволяющие судить о точности выполненной аппроксимации.

Т а б л и ц а 2.25

Результаты аппроксимации глубины проникания  
сульфатсодержащей среды в бетон

$t$ , мес	0	6	12	18	24
$L_{\text{экс}}$ , мм	0	2,10	3,90	5,20	7,20
$L_{\text{теор}}$ , мм	0	2,08	3,72	5,23	6,65
Погрешность, %	0,00	0,69	4,47	0,59	7,57

Анализ полученных результатов по идентификации модели глубины проникания границы фронта сульфатсодержащей среды (2.80) показал, что в рассматриваемом временном интервале модель достаточно хорошо описывает экспериментальные данные. Теоретические значения глубины проникания отличаются от экспериментальных не более чем на 7,6 %.

2.5.2. Модель деформирования бетона  
в условиях воздействия сульфатсодержащей среды

Как известно, бетон является материалом, работающим на растяжение значительно хуже, чем на сжатие (примерно в 10-20 раз в зависимости от класса бетона). Тем не менее, как показали экспериментальные исследования [30], бетон способен воспринимать растягивающие напряжения, поэтому желательно учитывать этот факт при расчете на внецентренное сжатие и изгиб железобетонных конструктивных элементов с целью более корректного моделирования их поведения. Кроме того, представляет интерес напряженно-деформированное состояние бетона защитного слоя в растянутой зоне элемента при рассмотрении взаимодействия корродирующей арматуры с окружающим бетоном, так как кинетика проникания агрессивной среды в бетон может зависеть от вида напряженного состояния.

В данном параграфе, как и в случае воздействия хлоридсодержащих сред, бетон рассматривается как нелинейный, различно сопротивляющийся растяжению и сжатию материал. В качестве модели, описывающей диаграмму деформирования бетона, принимаем зависимость:

$$\sigma = \begin{cases} A_p \varepsilon - B_p \varepsilon^3, & \sigma > 0; \\ A_c \varepsilon - B_c \varepsilon^3, & \sigma < 0; \end{cases} \quad (2.84)$$

где  $A_p$ ,  $A_c$ ,  $B_p$ ,  $B_c$  – эмпирические коэффициенты, индекс «р» соответствует растягивающим напряжениям, «с» – сжимающим.

При проникании сульфатсодержащей среды в бетон происходит ее химическое взаимодействие с цементным камнем, сопровождающееся выделением твердого осадка, объем которого превышает объем исходных веществ, что приводит к изменению физико-химических свойств бетона. Необходимо отметить, что изменение физико-механических свойств



бетона распределено неоднородно по сечению элемента, причем эта неоднородность определяется уровнем химического взаимодействия в бетоне, которая зависит от уровня концентрации проникшей среды. Таким образом,

$$\sigma = f(\varepsilon, \mu(C)), \quad (2.85)$$

где  $\mu$  – параметр химического взаимодействия, причем  $\mu = \mu(C(x, y, z, t))$ .

Анализ результатов экспериментальных исследований по влиянию сульфатсодержащей среды на физико-механические свойства бетона [4, 71, 72] позволяет предположить, что характер диаграммы одноосного сжатия бетона в условиях воздействия сульфатсодержащей среды не изменяется по отношению к диаграмме одноосного сжатия бетона в исходном состоянии и потому может быть описан такой же зависимостью, но с другими коэффициентами. Поэтому принимаем, что механические характеристики бетона (диаграмма деформирования) для каждого элементарного объема зависят от уровня химического взаимодействия в бетоне, то есть от параметра химического взаимодействия  $\mu$ :

$$\sigma = \begin{cases} A_p(\mu)\varepsilon - B_p(\mu)\varepsilon^3, & \sigma > 0; \\ A_c(\mu)\varepsilon - B_c(\mu)\varepsilon^3, & \sigma < 0. \end{cases} \quad (2.86)$$

Значения коэффициентов  $A_p(\mu)$ ,  $A_c(\mu)$ ,  $B_p(\mu)$ ,  $B_c(\mu)$  определяются из условия наилучшей аппроксимации кривых одноосного деформирования бетонных образцов при растяжении и сжатии по методу наименьших квадратов. При этом бетонные образцы должны иметь равномерное распределение по объему уровня химического взаимодействия ( $\mu$ ).

Из экспериментов [4, 71, 73] следует, что при взаимодействии бетона с сульфатсодержащей средой наблюдается несколько стадий: упрочнение, разупрочнение (снижение прочности), потеря сплошности и разрушение. Для учета этих эффектов в работе принимается, что, по мере проникания и дальнейшего химического взаимодействия проникшей сульфатсодержащей среды с цементным камнем, в каждом элементарном объеме бетона (по глубине проникания) выделяются следующие стадии: упрочнения ( $0 \leq \mu \leq \mu_y$ ), разупрочнения ( $\mu_y < \mu < 1$ ) и разрушения ( $\mu = 1$ ), где  $\mu_y > 1$  – граничное значение параметра химического взаимодействия, после которого происходит снижение прочности бетона (рис. 2.29). На этом же рисунке представлен графический характер зависимости коэффициентов модели  $A_p(\mu)$ ,  $A_c(\mu)$ ,  $B_p(\mu)$ ,  $B_c(\mu)$ , отражающий экспериментально наблюдаемый эффект начального упрочнения бетона под влиянием сульфатсодержащей среды.

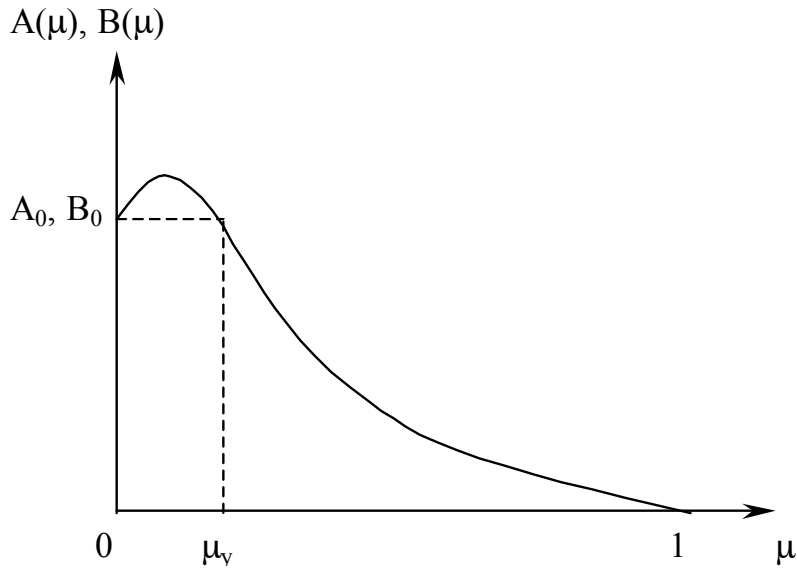


Рис. 2.29

Для идентификации модели деформирования бетона без сульфатов использовались экспериментальные данные, полученные в [23].

Значения коэффициентов модели деформирования бетона, не подверженного воздействию сульфатсодержащей среды (исходного бетона)  $A_p$ ,  $A_c$ ,  $B_p$ ,  $B_c$ , определялись с помощью метода наименьших квадратов с использованием системы инженерных и научных расчетов MATLAB. Коэффициенты модели определялись из решения матричного уравнения:

$$C_2 \cdot x = D_2, \quad (2.87)$$

$$\text{где } C_2 = \begin{pmatrix} \varepsilon_1 & -\varepsilon_1^3 \\ \varepsilon_2 & -\varepsilon_2^3 \\ \dots & \dots \\ \varepsilon_j & -\varepsilon_j^3 \end{pmatrix}, \quad x = \begin{pmatrix} A \\ B \end{pmatrix}, \quad D_2 = \begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \dots \\ \sigma_j \end{pmatrix},$$

$\varepsilon_j$ ,  $\sigma_j$  – экспериментальные значения деформаций и соответствующие им напряжения,  $j=1\dots k_2$  ( $k_2$  – общее количество точек, принятых при аппроксимации экспериментальной кривой). Полученная таким образом система линейных уравнений являлась переопределенной и решалась на основе минимизации второй нормы невязок:

$$\|C_2 \cdot x - D_2\| \rightarrow \min. \quad (2.88)$$

По этой методике были определены значения коэффициентов модели (2.84) для исходного бетона (табл. 2.26).

Рис. 2.30 и 2.31, на которых проводится сопоставление теоретических и экспериментальных кривых деформирования бетона, показывают, что тео-

рети́ческая кривая достаточно хорошо согласуется с экспериментальными данными. Причем границы области деформирования бетона при растяжении и сжатии, при которых аппроксимирующая функция близка к каждой экспериментальной диаграмме деформирования, определялись по формуле:

$$\epsilon_{\max} = \sqrt{\frac{A}{3B}}, \quad (2.89)$$

Вычисленные по этой формуле предельные деформации для исходного бетона для случаев растяжения и сжатия приведены в табл. 2.26.

Т а б л и ц а 2 . 2 6

Модель	Коэффициенты модели		Предельная деформация $\epsilon_{\text{пред}}$
	A, МПа	B, МПа	
Для бетона при сжатии ( $\mu=0$ )	$4,4443 \cdot 10^4$	$4,1775 \cdot 10^9$	$- 1,8831 \cdot 10^{-3}$
Для бетона при растяжении ( $\mu=0$ )	$2,3276 \cdot 10^4$	$9,7214 \cdot 10^{10}$	$2,8251 \cdot 10^{-4}$

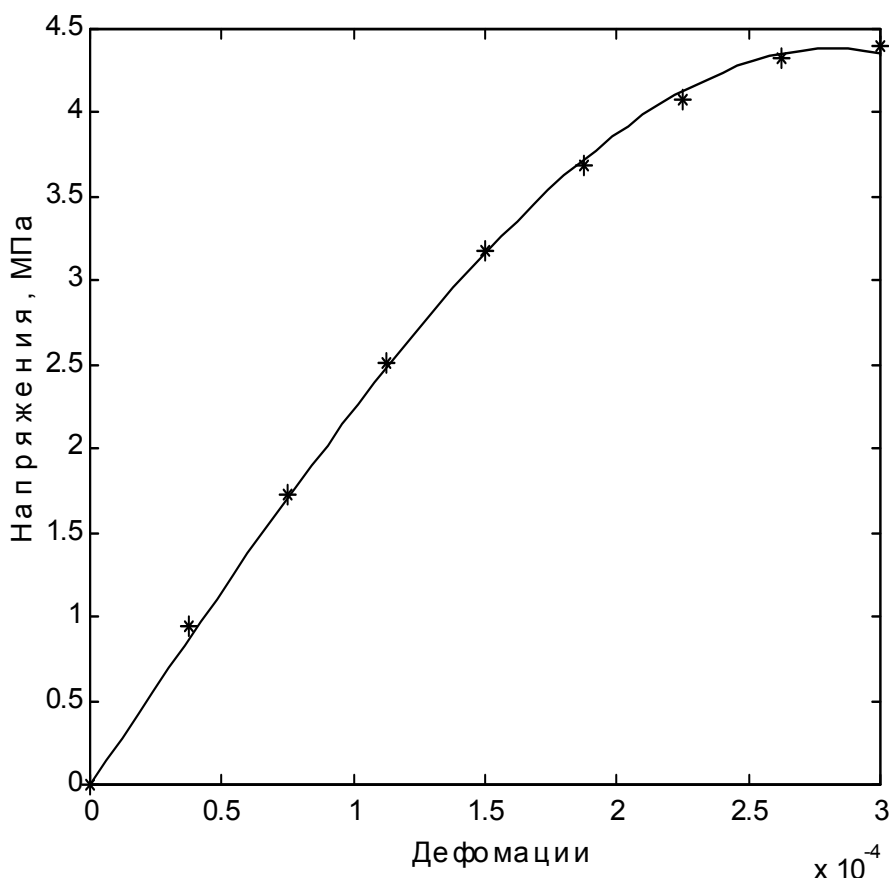


Рис. 2.30. Сопоставление теоретических и экспериментальных кривых деформирования бетона:

\* — экспериментальные значения; — — расчетная кривая

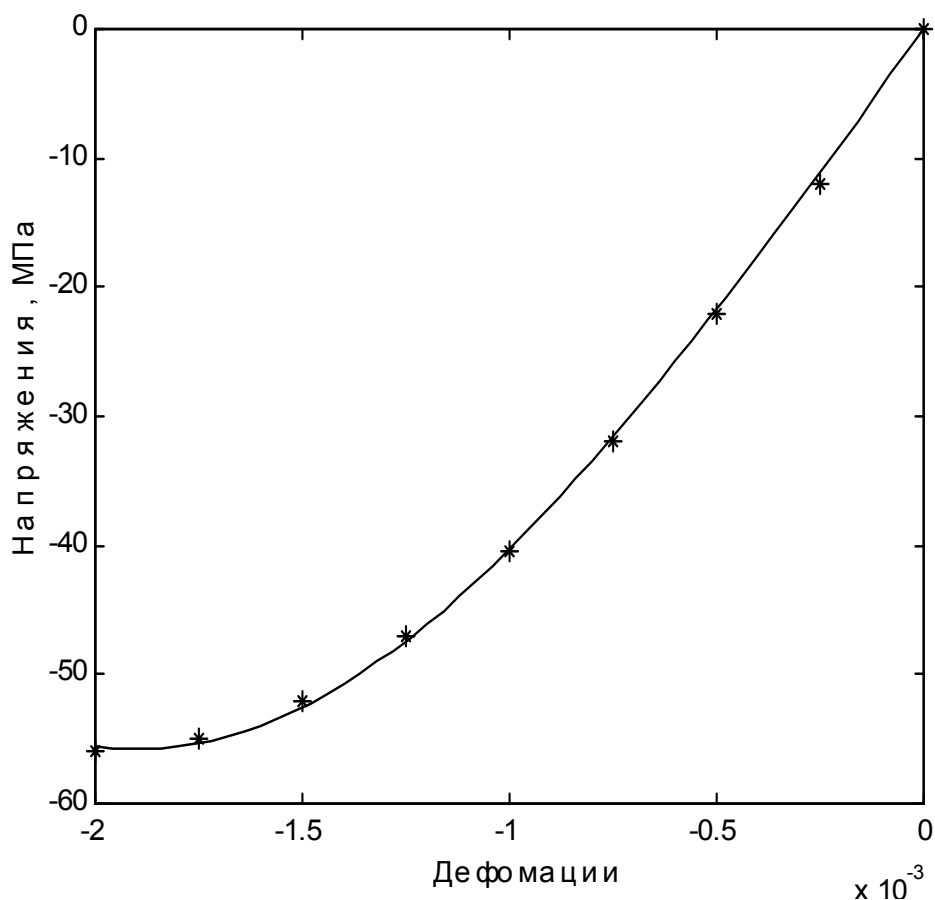


Рис. 2.31. Сопоставление теоретических и экспериментальных кривых деформирования бетона:  
\* – экспериментальные значения; — – расчетная кривая

Для корректной идентификации модели деформирования бетона с сульфатами (2.41) необходимы экспериментальные данные (диаграмма деформирования), полученные на образцах, в которых уровень химического взаимодействия одинаковый по всему объему образца. Однако имеющиеся экспериментальные данные по изменению физико-механических свойств бетона, взаимодействующего с агрессивной сульфатсодержащей средой, были получены на образцах с неоднородным распределением физико-механических свойств бетона по объему образца. При этом необходимо подчеркнуть, что подавляющее большинство экспериментальных данных получено для неоднородного распределения механических свойств по объему испытываемого образца, в котором имеется часть бетона с исходными свойствами (неповрежденный бетон) и часть бетона с измененными под влиянием сульфатсодержащей среды свойствами. Причем уровень химического взаимодействия проникшей в бетон сульфатсодержащей среды в части объема с измененными свойствами изменяется по глубине проникания от нуля, на границе проникания, до некоторой максимальной величины, на поверхности образца. И, соответственно, механические

свойства бетона изменяются неоднородно по глубине проникания в зависимости от уровня химического взаимодействия.

Так как в данной работе параметр химического взаимодействия идентифицируется с количеством связанного цементным камнем сульфат-иона, то идентификация коэффициентов модели деформирования бетона (2.86) выполняется по экспериментальным данным, в которых рассматривается влияние содержания связанных цементным камнем сульфат-ионов  $SO_3$  на механические свойства бетона. Как уже отмечалось выше, несмотря на проведенный анализ экспериментальных данных [4], не удалось обнаружить экспериментальных кривых деформирования бетона, которые отвечали бы заданным требованиям (то есть бетон образцов имел бы равномерное распределение уровня химического взаимодействия по всему объему образца) и позволили бы непосредственно из них определить с заданной точностью значения параметров зависимости (2.86).

Поэтому идентификация модели производилась по специально разработанной методике, состоящей из нескольких этапов:

- для бетона с определенным равномерно распределенным уровнем химического взаимодействия со средой по экспериментальным данным определялись параметры основной базовой точки диаграммы деформирования, которая представляет собой, как отмечается в работе [74], точку в вершине диаграммы с параметрами, равными нормативному значению сопротивления бетона осевому сжатию (осевому растяжению) и соответствующей ему деформации, которая является предельной деформацией при однородном напряженном состоянии бетона;

- с использованием параметров базовой точки строится «аналитически-экспериментальная» кривая деформирования для бетона с равномерным распределением уровня химического взаимодействия, при этом на основании экспериментальных данных диаграмма деформирования бетона с сульфатами принимается одинаковой формы с диаграммой деформирования исходного бетона, с тем лишь отличием, что меняются параметры базовой точки;

- построенная диаграмма деформирования аппроксимируется с использованием подхода, примененного ранее для исходного бетона, и в результате аппроксимации определяются значения коэффициентов  $A_c(\mu)$ ,  $B_c(\mu)$ ,  $A_p(\mu)$  и  $B_p(\mu)$ ;

- подобная процедура выполняется для нескольких значений параметра химического взаимодействия и в результате получается набор значений коэффициентов модели деформирования бетона в зависимости от параметра химического взаимодействия; промежуточные значения определяются по линейной интерполяции.

Величины коэффициентов модели деформирования бетона при сжатии  $A_c(\mu)$  и  $B_c(\mu)$  определялись использованием экспериментальных данных [75].

В этой работе приведены экспериментальные значения относительного изменения прочности бетона (представляющего собой отношение прочности бетона, пораженного коррозией, к прочности исходного бетона) при различном содержании в нем связанного цементным камнем сульфат-иона  $SO_3$  для бетонов, имеющих различные состав, водоцементное отношение, вид цемента. Максимальное относительное упрочнение бетона принимает значения от 1,1 до 1,4 (в зависимости от перечисленных параметров бетона). Этому значению относительной прочности соответствует величина содержания в нем  $SO_3$  от 1 до 4 % от веса цемента. Учитывая, что максимальное содержание  $SO_3$ , при котором относительная прочность бетона снижается до значения  $\approx 0,03$ , т.е. практически происходит разрушение бетона, составляет 8-15 % (в зависимости от вида цемента, водоцементного отношения, состава бетона) и принимая это значение за  $\mu=1$ , получено значение параметра химического взаимодействия, при котором упрочнение бетона максимально,  $\mu \approx 0,12-0,3$ .

В результате расчетов по экспериментальным данным [75] были определены интервалы величин, в пределах которых может изменяться один из двух параметров базовой точки модели деформирования: максимальное упрочнение бетона, взаимодействующего с сульфатсодержащей средой, наступает при значении параметра химического взаимодействия  $\mu \approx 0,12-0,3$ , и превышение прочности исходного бетона при этом составляет 10-40 %.

Обзор экспериментальных данных по влиянию сульфатсодержащей среды на деформативные характеристики бетона и их анализ показал [4], что на этапе упрочнения бетона его деформативность уменьшается по отношению к исходному бетону, а на этапе разупрочнения – увеличивается. Однако, учитывая то, что данные получены на неоднородных бетонных образцах, а также в некоторых случаях их противоречивость, принимаем в работе предельные деформации для бетона с сульфатами (с различным уровнем химического взаимодействия) равными предельным деформациям бетона без сульфатов, то есть исходного бетона.

Необходимых для идентификации модели (2.41) в случае растяжения бетона экспериментальных диаграмм деформирования бетона с сульфатами не удалось обнаружить. Однако сравнительный анализ относительного изменения прочности бетона при сжатии и при растяжении в условиях воздействия сульфатсодержащей среды показывает, что во многих случаях характер относительного изменения прочности при сжатии и при растяжении одного и того же бетона примерно одинаковый. Например, в работе [76] приводятся данные по изменению прочности во времени для бетона на низкоалюминатном цементе в сульфатсодержащих растворах различной концентрации, приведенной относительно прочности бетона в воде (табл. 2.27). Размеры бетонных образцов 40×40×160 мм. Заметим, что

данные получены для бетона с неоднородным распределением механических свойств, причем неоднородность свойств вызвана воздействием сульфатсодержащей среды.

Т а б л и ц а 2 . 2 7

Изменение прочности во времени

Концентрация среды	Изменение прочности во времени, %			
	через 8 мес.		через 16 мес.	
	$R_{пр}$	$R_p$	$R_{пр}$	$R_p$
10 % Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	+50	+57	+35	+36

Как видно из табл. 2.27, разность между относительными изменениями прочности при сжатии и растяжении составляет для 8 месяцев 12 %, а для 16 месяцев – всего 2,7 %.

Поэтому, на основании анализа экспериментальных данных, относительное изменение прочности бетона при растяжении, в зависимости от уровня химического взаимодействия, принимаем таким же, как для сжатого бетона.

С использованием приведенной методики были определены коэффициенты модели деформирования бетона при сжатии и растяжении  $A_c(\mu)$ ,  $B_c(\mu)$ ,  $A_p(\mu)$  и  $B_p(\mu)$  (табл. 2.28). Промежуточные значения коэффициентов определяются по линейной или кубической интерполяции.

Т а б л и ц а 2 . 2 8

Коэффициенты модели (2.41)

Относительное изменение прочности бетона при сжатии	1	1,14	1,02	0,9	0,43	0,07
Количество связанного цементным камнем сульфат-иона SO <sub>3</sub> , %	0	1,7	3,2	3,9	6,71	11
$\mu$	0	0,154	0,29	0,354	0,61	1
$A_c(\mu)$	44443	50665	45332	39999	19110	3111
$B_c(\mu)$	$4,1775 \cdot 10^9$	$4,7623 \cdot 10^9$	$4,261 \cdot 10^9$	$3,7597 \cdot 10^9$	$1,7963 \cdot 10^9$	$2,924 \cdot 10^8$
$A_p(\mu)$	23276	26535	23742	20948	10009	1629,3
$B_p(\mu)$	$9,7214 \cdot 10^1$ <sub>0</sub>	$1,1082 \cdot 10^1$ <sub>1</sub>	$9,916 \cdot 10^1$ <sub>0</sub>	$8,749 \cdot 10^{10}$	$4,180 \cdot 10^{10}$	$6,805 \cdot 10^9$

### 2.5.3. Модель деформирования и коррозионного разрушения арматуры в условиях воздействия сульфатсодержащей среды

Для аппроксимации зависимости между напряжениями и деформациями для арматуры рассмотрим применение кубической параболы:

$$\sigma = A_s \varepsilon - B_s \varepsilon^3, \quad (2.90)$$

где  $A_s, B_s$  – коэффициенты модели, определяемые из условия наилучшей аппроксимации экспериментальной кривой деформирования. На основании анализа экспериментальных данных принимается, что под действием сульфатсодержащей среды механические характеристики арматурной стали не изменяются, то есть коэффициенты  $A_s, B_s$  не зависят от параметров воздействия среды.

Кроме того, учитывая, что при расчете железобетонных конструктивных элементов в качестве одного из предельных состояний, в результате которого может произойти разрушение элементов, будет использоваться уровень напряжений в арматуре, соответствующий пределу текучести, деформации арматуры будем рассматривать на интервале:

$$0 < \varepsilon \leq \varepsilon_T, \quad (2.91)$$

где  $\varepsilon_T$  – деформация, соответствующая наступлению предела текучести арматуры.

Для идентификации модели (2.90) будем использовать экспериментальные данные, приведенные в работе [43], для арматурной стали 35ГС класса А-III. Коэффициенты  $A_s, B_s$  определим, используя ту же методику, что и при определении коэффициентов модели деформирования бетона. Полученные в результате значения коэффициентов  $A_s, B_s$  и соответствующей им предельной деформации, определенной по формуле (2.89), приведены в табл. 2.29.

Т а б л и ц а 2 . 2 9

Коэффициенты модели		Предельная деформация
$A_s$ , МПа	$B_s$ , МПа	$\varepsilon_{\text{пред}}$
$1,8712 \cdot 10^5$	$4,7032 \cdot 10^9$	$3,6417 \cdot 10^{-3}$

На рис. 2.32 показаны экспериментальные данные и теоретическая кривая деформирования арматурной стали. Погрешность аппроксимации приведена в табл. 2.30.

Т а б л и ц а 2 . 3 0

Результаты аппроксимации диаграммы деформирования арматуры

$\varepsilon$ , %	0	0,085	0,125	0,17	0,22	0,26	0,31	0,364
$\sigma_{\text{экс}}$ , МПа	0	145	215	290	380	420	445	450
$\sigma_{\text{теор}}$ , МПа	0	156	224	295	361	403	439	454
Погрешность, %	0	7,70	4,52	1,72	4,85	3,85	1,13	0,95



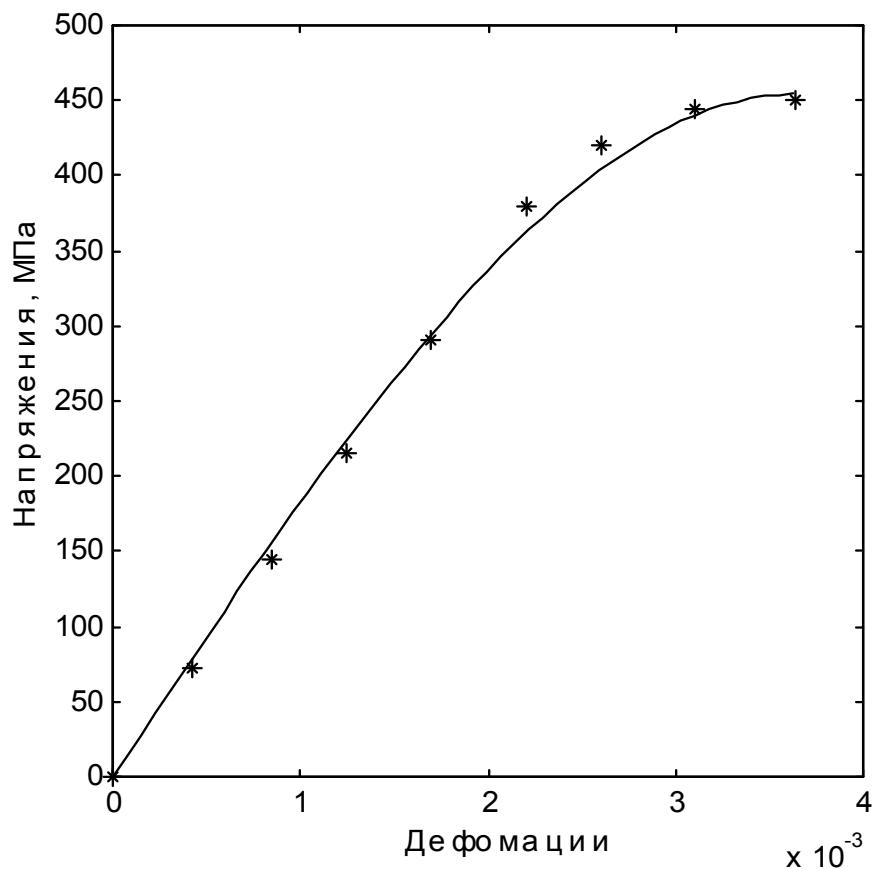


Рис. 2.32. Экспериментальные данные и теоретическая кривая деформирования арматурной стали:  
\* – экспериментальные значения; — – теоретическая кривая

Анализ результатов аппроксимации и идентификации модели деформирования арматурной стали (2.45) показывает, что в рассматриваемом интервале деформаций ( $0 < \varepsilon \leq \varepsilon_T = 0,00364$ ) модель достаточно хорошо описывает поведение арматурной стали 35ГС при одноосном деформировании. Теоретические значения напряжений отличаются от экспериментальных не более чем на 8 %.

Анализ экспериментальных данных свидетельствует о том, что возможны различные виды коррозионного поражения арматуры в бетоне под воздействием сульфатсодержащей среды. Как и в случае хлоридной коррозии, наиболее часто встречаются следующие схемы коррозионного износа [4]:

1) равномерная по периметру арматурного стержня коррозия; при этом считается, что коррозия арматуры начинается при достижении концентрации  $C_{кр}$  в точке центра тяжести арматурного стержня;

2) локальная по хорде коррозия: при этом считается, что коррозия арматуры начинается при достижении концентрации  $C_{кр}$  в нижней точке сечения арматурного стержня;

3) серповидная коррозия: здесь также принимается, что коррозия арматуры начинается при достижении концентрации  $C_{кр}$  в нижней точке сечения арматурного стержня.

В данной работе модель коррозионного поражения арматуры принимается в виде равномерного по периметру износа:

$$\delta(t) = \begin{cases} 0, & t \leq t_{inc}, \\ \alpha(t - t_{inc})^\beta, & t > t_{inc}, \end{cases} \quad (2.92)$$

где  $\delta$  – толщина прокорродировавшего металла;  $t$  – время;  $t_{inc}$  – время достижения концентрацией сульфат-ионов в зоне расположения арматуры критического значения (инкубационный период);  $\alpha, \beta$  – коэффициенты модели.

Данная модель достаточно корректно описывает экспериментальные данные, легко поддается идентификации, а также легко используется в расчетах при моделировании поведения конструктивных железобетонных элементов в условиях воздействия сульфатсодержащей среды.

Для идентификации модели коррозионного износа арматуры (2.92) использовались экспериментальные данные, полученные [23] для стали 35ГС, подвергающейся воздействию 1 %-го раствора серной кислоты.

Идентификация модели (определение коэффициентов по экспериментальным данным) (в предположении  $t_{inc} = 0$ ) проводилась с использованием процедуры определения коэффициентов, примененной при идентификации модели проникания среды в элемент. В результате были определены значения коэффициентов  $\alpha, \beta$  для модели коррозионного износа стали 35ГС:  $\alpha = 0,102 \text{ мм/мес}^{0,921}$ ,  $\beta = 0,921$ .

На рис. 2.33 показаны экспериментальные точки и теоретическая кривая коррозионного износа арматурной стали 35ГС.

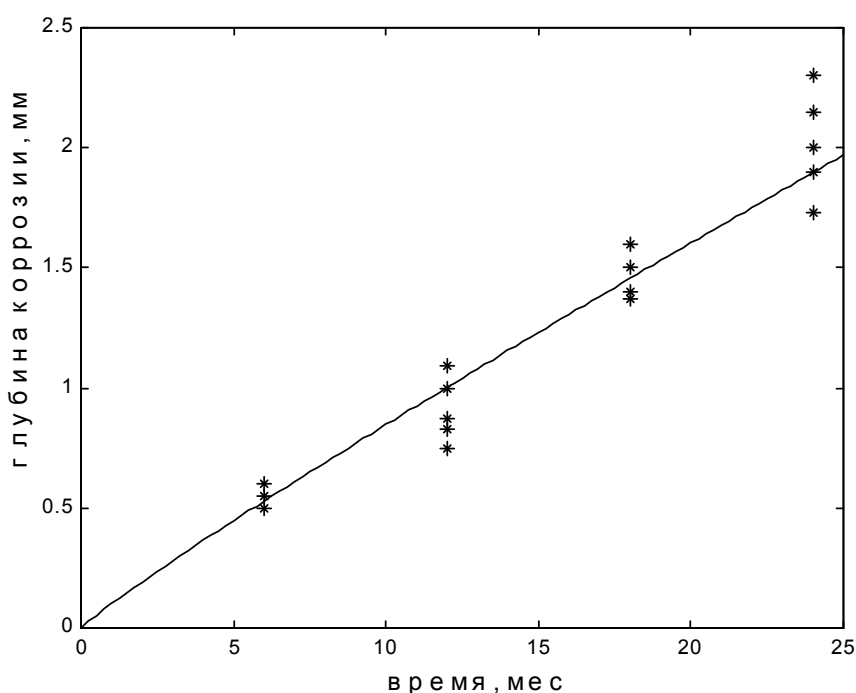


Рис. 2.33. Экспериментальные точки и теоретическая кривая коррозионного износа арматурной стали 35ГС

В табл. 2.31 приведены экспериментальные значения глубины коррозионного износа арматурной стали и теоретические, полученные при аппроксимации экспериментальных значений принятой зависимостью, а также погрешности аппроксимации ( $\Delta$ ).

Т а б л и ц а 2 . 3 1

$t_j$ , мес.	0	6	12	18	24
$\delta_{\text{экс}}$ , мм	0	0,55	1,0	1,5	1,9
$\delta_{\text{теор}}$ , мм	0	0,53	1,002	1,46	1,897
$\Delta$ , %	0	3,8	0,2	2,9	0,15

Видно, что модель (2.92) при значениях коэффициентов  $\alpha$ ,  $\beta$ , определенных по экспериментальной кривой коррозионного износа стали 35ГС, в рассматриваемом интервале времени достаточно хорошо описывает коррозионное поведение арматуры в сульфатсодержащей среде.

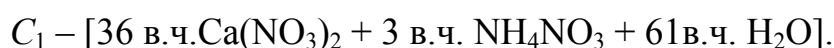
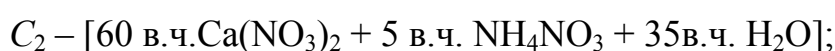
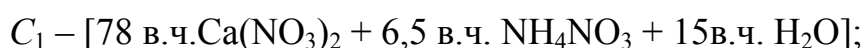
## 2.6. Моделирование коррозионного растрескивания арматуры железобетонных конструкций

### 2.6.1. Применение теории длительной прочности для моделирования коррозионного растрескивания

Для того чтобы прогнозировать поведение предварительно напряженных армированных конструкций в агрессивной среде, необходимо иметь модели, описывающие кинетику коррозионного растрескивания арматуры.

Анализ экспериментальных данных по коррозионному растрескиванию показывает, что феноменологически процесс коррозионного растрескивания эквивалентен статической усталости, для описания которой используется та или иная теория длительной прочности, опирающаяся на применение уравнений накопления повреждений.

Рассмотрим применение аппарата теории длительной прочности для описания коррозионного растрескивания арматурных сталей. Для идентификации уравнения кривой длительной прочности используем экспериментальные данные из [77], полученные в результате испытаний на коррозионное растрескивание арматурной стали 18ГС. Испытания проводились при четырех уровнях начальных напряжений для трех уровней температуры в растворе нитратов кальция и аммония трех разных концентраций:



В декартовой системе координат экспериментальные кривые «напряжение  $\sigma$  – время до разрушения  $t_p$ » для разных температур и концентраций среды имеют вид, показанный на рисунке 2.34. Перестроив эти кривые в полулогарифмической системе координат  $\ln(t_p) - \sigma$ , можно убедиться, что экспериментальные точки тяготеют к прямым линиям, а это значит, что для аппроксимации экспериментальных данных на рис. 2.34 может быть применено уравнение кривой длительной прочности:

$$t_p = B \exp(-\alpha\sigma), \quad (2.93)$$

имеющее после логарифмирования вид:

$$\ln t_p = \ln B - \alpha\sigma, \quad (2.94)$$

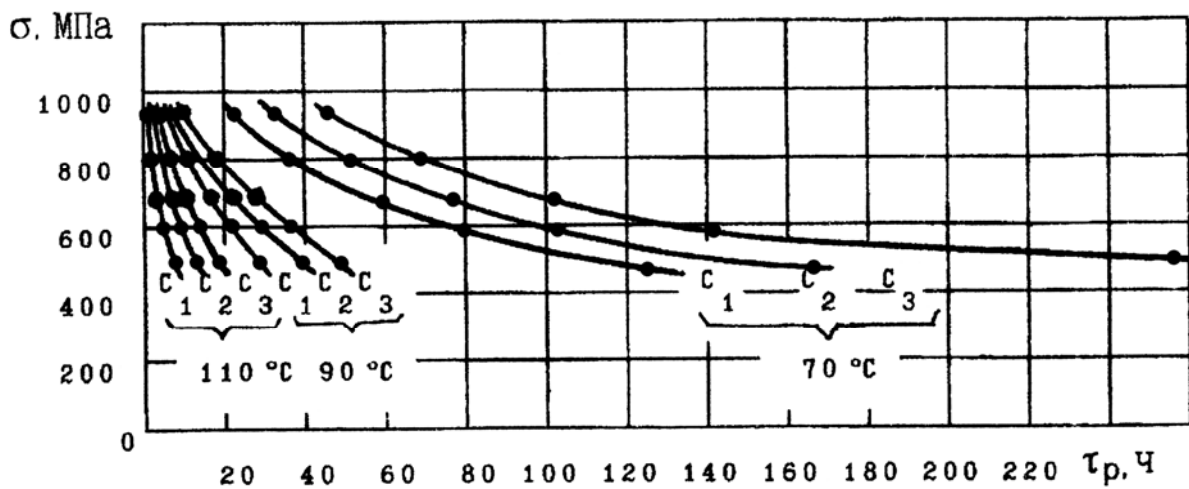


Рис. 2.34. Экспериментальные кривые коррозионного растрескивания стали 18ГС в растворах нитратов разной концентрации и температуры:  
 $C_1$  – концентрация среды 84,5 %;  $C_2$  – концентрация среды 65 %;  
 $C_3$  – концентрация среды 39 %

Для нахождения параметров  $B$  и  $\alpha$  может быть использовано условие минимума функционала:

$$J(B, \alpha) = \sum_{j=1}^N [(\ln t_{pj} - (\ln B) + \alpha\sigma_j)]^2, \quad (2.95)$$

где  $N$  – количество экспериментальных точек на соответствующей кривой длительной прочности.

Зависимость параметра  $B$  от температуры среды  $T$  и концентрации агрессивной среды  $C$  можно описать зависимостью

$$B(T, C) = \exp(\beta - \gamma T - \eta C), \quad (2.96)$$

где  $T$  измеряется в градусах, а  $C$  в долях единицы;  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\eta$  – коэффициенты.

Зависимость параметра  $\alpha$  от температуры среды  $T$  и концентрации агрессивной среды  $C$  может быть описана зависимостью

$$\alpha(T, C) = \alpha_0 - \alpha_1 T, \quad (2.97)$$

где  $\alpha_0$  и  $\alpha_1$  – коэффициенты.

Используя зависимость (2.93) с учетом (2.96) и (2.97) можно определить долговечность арматуры при заданном напряжении, уровне температуры и агрессивности среды. Однако применимость зависимости (2.93) ограничена требованием постоянства и напряжений, и температуры и концентрации агрессивной среды. Поэтому для решения задачи прогнозирования долговечности арматуры при меняющихся напряжениях, температуре и концентрации агрессивной среды необходимо применять ту или иную теорию накопления повреждений.

Ранее аппарат теории накопления повреждений довольно продуктивно применялся для описания кинетики коррозионного растрескивания трубопроводов.

Предварительный анализ показал, для описания кинетики коррозионного растрескивания арматурных элементов конструкций можно применить подходы либо Ю.Н. Работнова с параметром поврежденности  $\Pi$ , либо А.Р. Ржаницына с параметром мгновенной прочности  $r$ .

### 2.6.2. Применение теории накопления повреждений Ю.Н. Работнова к описанию коррозионного растрескивания

Для описания кинетики коррозионного растрескивания можно использовать уравнение накопления повреждений в виде:

$$\frac{d\Pi}{dt} = a \left( \frac{\sigma}{1 - \Pi} \right)^b, \quad \Pi(0) = 0. \quad (2.98)$$

где  $a(T, C)$  и  $b(T, C)$  – коэффициенты, являющиеся функциями температуры и концентрации агрессивной среды.

Интегрируя это уравнение при  $\sigma = \text{const}$ ,  $T = \text{const}$ ,  $C = \text{const}$ , найдем:

$$\Pi = 1 - \left[ 1 - (b + 1)a\sigma^b t \right]^{\frac{1}{b+1}}. \quad (2.99)$$

Из условия разрушения  $\Pi(t_p) = 1$ , получим:

$$t_p = A\sigma^{-b}, \quad (2.100)$$

где  $A = \frac{1}{a(b+1)}$ .

Как видно, уравнение кривой длительной прочности (2.100) представляет собой функцию, которая широко использовалась для описания кривых

коррозионного растрескивания сталей, а значит уравнение накопления повреждений (2.98) может использоваться для описания кинетики коррозионного растрескивания арматуры, рассматриваемого как накопление повреждений. При этом и температура  $T$ , и концентрация агрессивной среды  $C$ , и напряжение  $\sigma$  могут изменяться с течением времени по необходимому закону. В таком случае для решения уравнения (2.98) и определения уровня поврежденности (степени коррозионного растрескивания) в произвольный момент времени необходимо будет решать уравнение (2.98) численно.

Для определения коэффициентов  $a(T,C)$  и  $b(T,C)$  или, что эквивалентно,  $A(T,C)$  и  $b(T,C)$ , воспользуемся экспериментальными данными на рис. 2.34 из [77], которые представим в виде табл. 2.32.

Т а б л и ц а 2 . 3 2

Результаты испытаний

Напряжения $\sigma$ , МПа		Время до разрушения образцов $t_p$ (часы) при температуре испытаний $T$ (°C)		
		70 °C	90 °C	110 °C
495	$C=84,5 \%$	130	27,5	6,3
	$C=65 \%$	163	34,7	9,0
	$C=39 \%$	260	45,0	15,0
600	$C=84,5 \%$	82,0	17,0	3,9
	$C=65 \%$	96,0	20,5	5,5
	$C=39 \%$	150	26,0	8,5
680	$C=84,5 \%$	75,0	12,5	2,8
	$C=65 \%$	110,0	14,2	4,0
	$C=39 \%$	82,0	17,5	6,25
865	$C=84,5 \%$	25,5	5,5	1,5
	$C=65 \%$	30,3	7,0	2,2
	$C=39 \%$	50,7	8,5	3,25

Применяя логарифмическое выравнивание и метод наименьших квадратов получим значения  $A$  и  $b$  при разных температурах  $T$  и концентрациях агрессивной среды  $C$  (табл. 2.33).

Т а б л и ц а 2 . 3 3

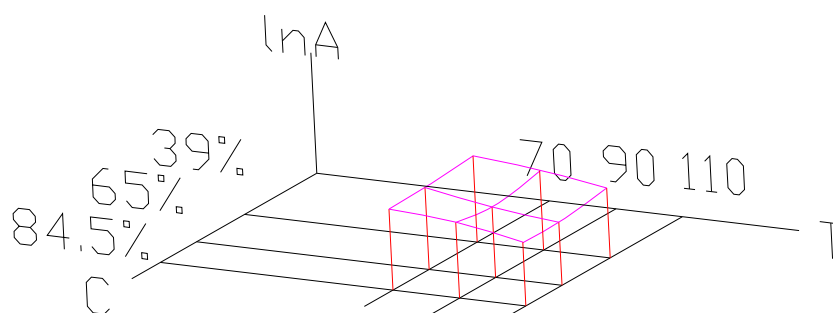
Значения коэффициентов  $A$  и  $b$

Значения $b$	$T=70$ °C	$T=90$ °C	$T=110$ °C
1	2	3	4
$C=84,5 \%$	2,848346464	2,87811871	2,57646719
$C=65 \%$	2,86429074	2,86812116	2,48767391
$C=39 \%$	3,0041226	2,99675298	2,72336735

1	2	3	4
Значения $\ln A$			
$C=84,5\%$	22,64089284	21,2204301	17,8329533
$C=65\%$	22,9789164	19,7204139	17,6477951
$C=39\%$	24,1673998	22,4104682	19,5893143
Значения $A$			
$C=84,5\%$	6,8048E+09	1,6441E+09	5,5559E+07
$C=65\%$	9,5415E+09	3,6683E+08	4,6168E+07
$C=39\%$	3,1316E+10	5,4043E+09	3,2176E+08

Графические зависимости  $\ln A(T,C)$  и  $b(T,C)$ , построенные по данным таблицы приведены на рис. 2.35,а и 2.35,б.

а



б

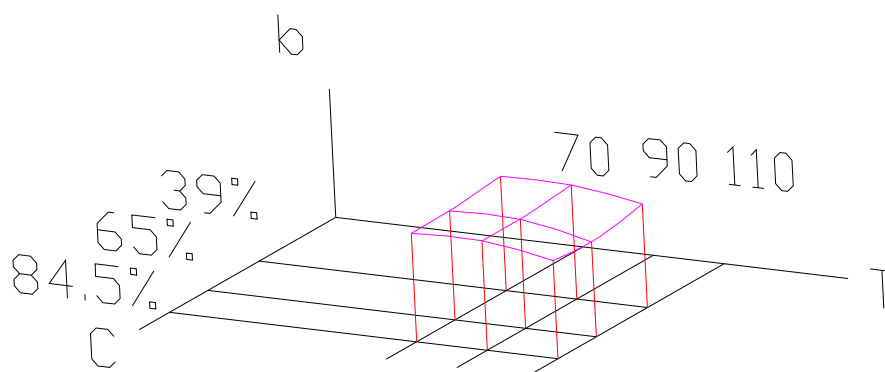


Рис. 2.35. а – график  $\ln A(T,C)$ ; б – график  $b(T,C)$

Для аппроксимации поверхности  $\ln A(T,C)$  использовалась функция вида:

$$\ln A(T,C) = x_1 C + x_2 T + x_3 C^2 + x_4 T^2 + x_5 TC + x_6,$$

для определения коэффициентов  $x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6$  которой применялся метод наименьших квадратов. Результаты расчета приведены в табл. 2.34.

Для аппроксимации поверхности  $b(T,C)$  использовалась функция вида:

$$b(T,C) = y_1 C + y_2 T + y_3 C^2 + y_4 T^2 + y_5 TC + y_6,$$

значения коэффициентов которой, определенные с помощью метода наименьших квадратов, приведены в табл. 2.35.

Т а б л и ц а 2 . 3 4  
Значения коэффициентов  
зависимости  $\ln A(T,C)$

$x_1$	-28,35286386
$x_2$	0,025724277
$x_3$	21,46029289
$x_4$	-0,000768897
$x_5$	-0,015860578
$x_6$	34,52385881

Т а б л и ц а 2 . 3 5  
Значения коэффициентов  
зависимости  $b(T,C)$

$y_1$	-2,444115069
$y_2$	0,065908239
$y_3$	1,731809485
$y_4$	-0,000409049
$y_5$	-3,69119E-05
$y_6$	1,089807767

С использованием модели коррозионного растрескивания (2.98) при найденных зависимостях коэффициентов этой модели от температуры и концентрации агрессивной среды проведено исследование влияния программы изменения напряжения, температуры и концентрации среды на кинетику коррозионного растрескивания арматуры. Предварительно, с помощью численного эксперимента была определена величина шага интегрирования по времени, необходимая для достижения требуемой точности.

Шаг по времени, час	Погрешность при определении долговечности, %
0,1	3,61 %
0,01	0,48 %
0,001	0,06 %

Дальнейшие расчеты выполнялись с шагом по времени 0,01 ч.

Результаты исследования влияния различных программ изменения напряжения, температуры и концентрации среды на кинетику коррозионного растрескивания арматуры приведены на рис. 2.36.



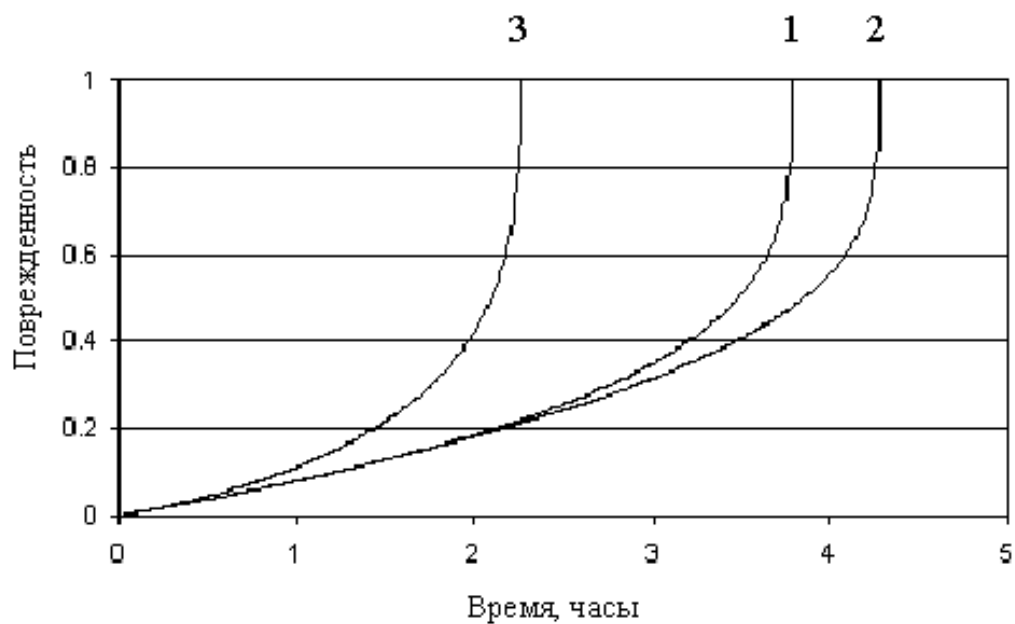


Рис. 2.36а. Кинетика коррозионного растрескивания преднапряженной арматуры (модель Работнова) при различных программах внешних воздействий:  
 1 –  $\sigma=865$  МПа = const;  $C = 39\%$  = const;  $T = 110$  °С = const;  
 2 –  $\sigma=865$  МПа = const;  $C = 39\%$  = const;  $T=110 - 5 \cdot t$ , °С;  
 3 –  $\sigma=865$  МПа = const;  $C = 39 + 10 \cdot t$ , %;  $T = 110$  °С = const

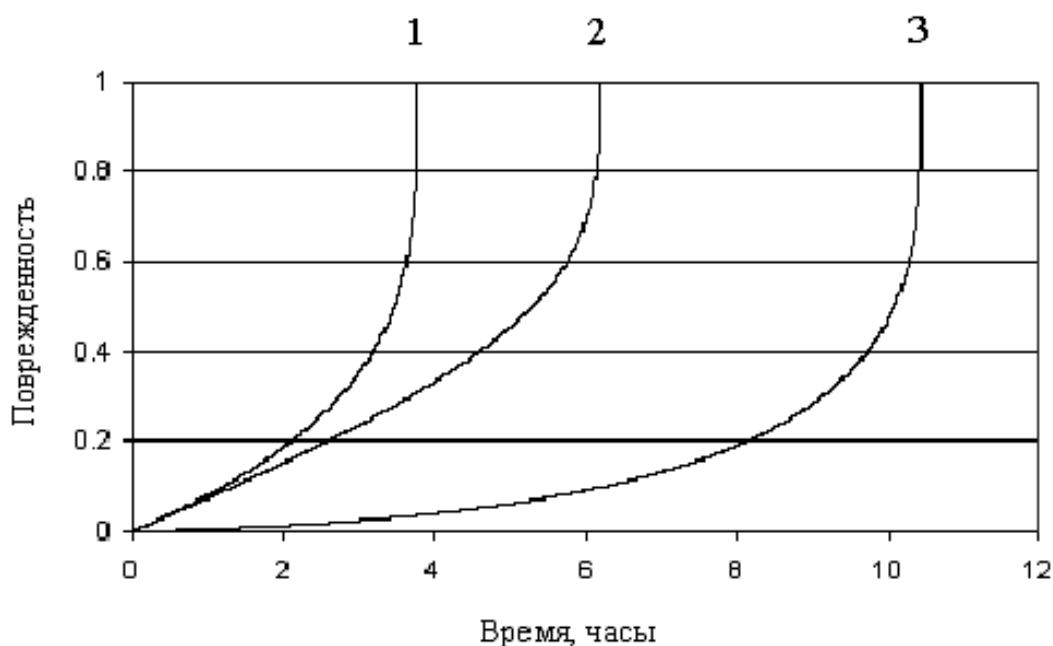


Рис. 2.36б. Кинетика коррозионного растрескивания преднапряженной арматуры (модель Работнова) при различных программах внешних воздействий:  
 1 –  $\sigma=865$  МПа = const;  $C = 39\%$  = const;  $T = 110$  °С = const;  
 2 –  $\sigma = 865 - 50 \cdot t$ , МПа;  $C = 39\%$  = const;  $T = 110$  °С = const;  
 3 –  $\sigma = 300 + 50 \cdot t$ , МПа;  $C = 39\%$  = const;  $T = 110$  °С = const

### 2.6.3. Моделирование деформирования и коррозионного растрескивания арматурного стержня

Рассмотрим задачу построения модели деформирования и разрушения арматурного стержня, рассматриваемого в общем случае как объемный цилиндрический стержень, находящийся под действием механических нагрузок в условиях коррозионного растрескивания, приводящего к изменению механических свойств материала. Так как коррозионное растрескивание происходит при практически полном отсутствии пластической деформации, то полагаем материал арматурного стержня нелинейно-упругим, а его свойства принимаются зависящими от концентрации водорода в точках стержня. Считаем, что и нагрузка, и водородсодержащая среда действуют на цилиндрический арматурный стержень осесимметрично, причем и закон распределения нагрузки и характер водородного воздействия не меняются по длине арматурного стержня.

Применим для моделирования поведения арматурного стержня в условиях совместного действия нагрузки и коррозионной среды теорию деформирования толстостенных труб, полагая, что внутренний радиус трубы бесконечно мал. Отнесем арматурный стержень к цилиндрической системе координат  $r, \theta, z$  и обозначим его внутренний радиус  $R_1$ , а внешний радиус  $R_2$ . На стержень действует внешнее давление  $-P_2$  и продольная сила  $N$ . Схема нагружения стержня показана на рис. 2.37.

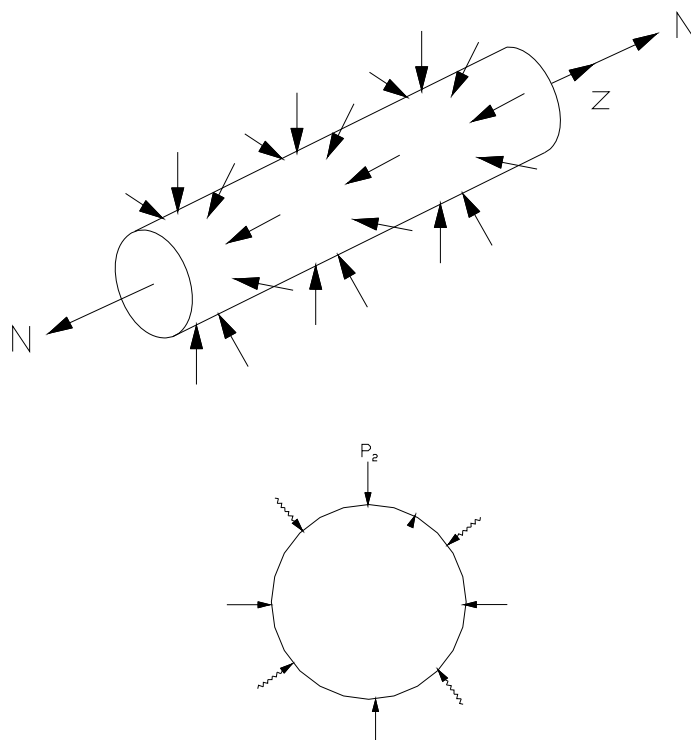


Рис.2.37. Схема нагружения стержня

В силу принятых допущений распределение концентрации водорода по сечению стержня описывается уравнением диффузии:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial r} \left( D \frac{\partial C}{\partial r} \right) + \frac{D}{r} \frac{\partial C}{\partial r}, \quad (2.101)$$

где  $C$  – концентрация водорода в точке стержня;  $t$  – время;  $D$  – переменный коэффициент диффузии водорода, учитывающий вид напряженного состояния.

Граничные условия для уравнения диффузии (2.101) записываются в следующем виде:

а) среда действует снаружи

$$\begin{aligned} C|_{r=R_2} &= C, \\ \frac{\partial C}{\partial r} \Big|_{r=R_1} &= 0 \end{aligned} \quad (2.102)$$

где  $C$  – равновесная концентрация.

Начальное условие принимается в виде  $C|_{t=0} = 0$ .

Геометрические соотношения, связывающие перемещения и деформации в каждой точке стержня, записываются в виде

$$\varepsilon_r = \frac{dw}{dr}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{w}{r}, \quad \varepsilon_z = e = \text{const}, \quad (2.103)$$

где  $\varepsilon_r$ ,  $\varepsilon_\theta$ ,  $\varepsilon_z$  – компоненты тензора деформаций;  $w$  – радиальное перемещение.

Уравнение равновесия и уравнение неразрывности деформаций принимаются в виде:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0, \quad (2.104)$$

$$\frac{d\varepsilon_\theta}{dr} = \varepsilon_r - \varepsilon_\theta, \quad (2.105)$$

где  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_z$  – компоненты тензора напряжений.

Уравнения, связывающие компоненты тензоров напряжений и деформаций, записываются следующим образом:

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1}{\Psi(\sigma_u, \xi, C)} [\sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z)], \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1}{\Psi(\sigma_u, \xi, C)} [\sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_z)], \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{\Psi(\sigma_u, \xi, C)} [\sigma_z - \nu(\sigma_\theta + \sigma_r)], \end{aligned} \quad (2.106)$$

где  $\nu$  – коэффициент Пуассона:

$$\nu(C) = \frac{1}{2} - \frac{1-2\nu_0}{2E_0} \Psi(\sigma_u, \xi, C); \quad (2.107)$$

$\Psi(\sigma_u, \xi, C)$  – функция интенсивности напряжений и других параметров;  $\nu_0, E_0$  – коэффициент поперечной деформации и модуль упругости материала оболочки в начальный момент времени соответственно;  $\sigma_u, \varepsilon_u$  – интенсивности напряжений и деформаций, причем

$$\varepsilon_u = \frac{1}{\sqrt{2}(1+\nu)} \left[ (\varepsilon_r - \varepsilon_\theta)^2 + (\varepsilon_r - e)^2 + (\varepsilon_\theta - e)^2 \right]^{1/2}. \quad (2.108)$$

Из третьего уравнения (2.106) находим  $\sigma_z$ :

$$\sigma_z = \nu(\sigma_r + \sigma_\theta) + \Psi e \quad (2.109)$$

подставляя которое в два остальных, получим:

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1-\nu^2}{\Psi} \left[ \sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_\theta \right] - \nu e, \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1-\nu^2}{\Psi} \left[ \sigma_\theta - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_r \right] - \nu e. \end{aligned} \quad (2.110)$$

Подставив (2.100) в уравнение неразрывности деформаций (2.105), получим:

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= \sigma_r + r \frac{d\sigma_r}{dr}, \\ \frac{d\sigma_\theta}{dr} &= 2 \frac{d\sigma_r}{dr} + r \frac{d^2\sigma_r}{dr^2}, \end{aligned} \quad (2.111)$$

аналогично:

$$\frac{d\nu}{dr} = -\frac{1-2\nu_0}{2E_0} \Psi'. \quad (2.112)$$

С достаточной общностью можно принять зависимость между интенсивностями напряжений и деформаций в следующем виде

$$\sigma_u = A(C) \varepsilon_u^m - B(C) \varepsilon_u^n, \quad (2.113)$$

где  $A(C), B(C)$  – функции, учитывающие изменение диаграммы деформирования при изменении поля концентрации водорода по сечению стержня.

Поэтому функция  $\Psi(\sigma_u, \xi, C)$  имеет вид

$$\Psi(\sigma_u, \xi, C) = \frac{\sigma_u}{\varepsilon_u} = A(C) \varepsilon_u^{m-1} - B(C) \varepsilon_u^{n-1} \varphi^{1-m}(C, \xi), \quad (2.114)$$

$$\varphi(C, \xi) = \begin{cases} 1, & \xi < \xi_0 \\ 1 / (1 + C(\xi - \xi_0))^a, & \xi \geq \xi_0, \end{cases} \quad (2.115)$$

$\xi$  – параметр, характеризующий жесткость схемы напряженного состояния,  $\sigma_0$  – среднее напряжение,  $\sigma_u$  – интенсивность напряжений.

Выражение (2.115) предложено на основе анализа экспериментальных данных по влиянию концентрации водорода и схемы напряженного состояния на механические свойства материалов.

Основное разрешающее уравнение деформирования арматурного стержня окончательно может быть записано в следующем виде:

$$\frac{d^2\sigma_r}{dr^2} + S(\varepsilon_u, C) \frac{d\sigma_r}{dr} + U(\varepsilon_u, C) \sigma_r = F(\varepsilon_u, C), \quad (2.116)$$

где

$$S = \frac{3}{r} - \frac{2vv'}{1-v^2} - \frac{\Psi'}{\Psi},$$

$$U = -\frac{(1+4v)v' + (1-v-2v^2)\Psi^2 / \Psi}{r(1-v^2)}, \quad (2.117)$$

$$F = \frac{\psi e v'}{r(1-v^2)}.$$

Штрих в (2.117) означает дифференцирование по  $r$ .

Граничные условия

$$\begin{aligned} \sigma_r &= 0_1 \text{ при } r = R_1, \\ \sigma_r &= -P_2 \text{ при } r = R_2. \end{aligned} \quad (2.118)$$

Продольная деформация  $e$  находится из уравнения равновесия стержня в осевом направлении

$$N = 2\pi \int_{R_1}^{R_2} \sigma_z r dr \quad (2.119)$$

и определяется выражением

$$e = \left[ \frac{N}{2\pi} - \int_{R_1}^{R_2} v(\sigma_r + \sigma_\theta) r dr \right] / \int_{R_1}^{R_2} \Psi r dr. \quad (2.120)$$

Коэффициент диффузии  $D$  в общем случае является функцией от интенсивности напряжений, концентрации водорода и параметра поврежденности  $\Pi$ :

$$D = D(\sigma_u, C, \Pi). \quad (2.121)$$

Кинетическое уравнение, описывающее процесс накопления повреждений, должно соответствовать реальной картине разрушения арматуры.

Анализ экспериментальных данных по коррозионному разрушению арматуры показывает, что этот процесс может описываться кинетическим уравнением накопления повреждений вида:

$$d\Pi/dt = A(C)(\sigma_3)^{k(C)} / (1 - \Pi)^{k(C)}, \quad (2.122)$$

где  $A(C)$ ,  $k(C)$  – коэффициенты, определяемые из экспериментальных данных, позволяющие учесть влияние концентрации водорода в точке стержня на кинетику процесса коррозионного растрескивания;  $\sigma_3$  – некоторое эквивалентное напряжение.

#### 2.6.4. Применение теории длительной прочности А.Р. Ржаницына для моделирования коррозионного растрескивания арматуры

Коррозионное растрескивание будем трактовать как постепенное снижение предельного сопротивления материала, вызванное влиянием коррозионной среды и напряженного состояния. По аналогии с [78, 79] для описания кинетики коррозионного растрескивания введем параметр мгновенной прочности  $r$ , изменяющийся во времени и равный напряжению, при котором происходит разрушение арматуры в данный момент времени. В начальный момент времени  $r=r_0=\sigma_{пр}^0$ , а в момент разрушения  $r(t_p) = \sigma$ . В промежуточных состояниях мгновенная прочность уменьшается по закону:

$$r' = -F(r, \sigma, a), \quad (2.123)$$

где  $a$  – вектор параметров, отражающих влияние агрессивной среды и других факторов на кинетику коррозионного растрескивания. Вместо точной функции  $F(r, \sigma)$  для приближенного решения задачи достаточно задаться каким-либо упрощенным ее выражением, правильно отражающим качественные свойства этой функции. Например, уравнению (2.123) можно придать следующий вид [78]:

$$r' = -A \cdot \sigma^n \cdot e^{-\beta(r-\sigma)}. \quad (2.124)$$

В этом уравнении переменные разделяются, и его интеграл получается в замкнутом виде:

$$\frac{e^{\beta r}}{\beta} = -A \int_0^t \sigma^n e^{\beta \sigma} dt + \frac{e^{\beta r_0}}{\beta}.$$

Для того чтобы отсюда найти время разрушения, следует положить

$$r(t_p) = \sigma(t_p),$$

что дает:

$$\frac{e^{\beta \cdot \sigma(t_p)} - e^{\beta \cdot r_0}}{\beta} = -A \int_0^{t_p} \sigma^n(t) \cdot e^{\beta \cdot \sigma(t)} dt. \quad (2.125)$$

В частном случае при  $\sigma = \text{const}$  получим:

$$t_p = \frac{(e^{\beta \cdot r_0} - e^{\beta \cdot r})}{\beta \cdot A \cdot \sigma^n \cdot e^{\beta \cdot \sigma}}. \quad (2.126)$$

Недостатком уравнения (2.124) является то, что получаемая из него кривая длительного сопротивления (2.126) асимптотически приближается к линии  $\sigma = 0$ , а не к  $\sigma = \sigma_{\text{дл}}$  – аналогу предела длительной прочности.

Закон изменения  $r$  может быть принят в виде:

$$\frac{dr}{dt} = -A \cdot e^{m\sigma} (r_0 - r)^\alpha (r_0 - \sigma)^{1-\alpha}; r(t=0) = r_0. \quad (2.127)$$

Так как кривая коррозионного растрескивания получена при постоянном напряжении, то, интегрируя (2.127) при  $\sigma = \text{const}$  и учитывая начальное условие, получим:

$$r(\sigma, t) = r_0 - (r_0 - \sigma) \left[ A(1 - \alpha) e^{m\sigma} t \right]^{1/(1-\alpha)}. \quad (2.128)$$

Подставив условие разрушения  $r(t_p) = \sigma(t_p)$  в это выражение, получим формулу, связывающую уровень действующего напряжения с временем до разрушения:

$$t_p = B \cdot e^{-m\sigma}, \quad (2.129)$$

где

$$B = 1 / A(1 - \alpha). \quad (2.130)$$

Здесь  $A$ ,  $\alpha$ ,  $m$  – коэффициенты, определяемые по экспериментальным данным.

Используя зависимость (2.129) по известным коэффициентам  $B$  и  $m$  можно определить долговечность арматуры при заданном напряжении. Однако применимость зависимости (2.129) ограничена требованием постоянства уровня напряжений, поэтому для решения задачи прогнозирования долговечности арматуры при меняющихся напряжениях необходимо применять уравнение (2.127), в котором для определения значения коэффициента  $\alpha$  следует использовать результаты эксперимента по коррозионному растрескиванию при какой-либо программе изменения напряжения.

Для идентификации уравнения кривой коррозионного растрескивания и нахождения значений коэффициентов  $B$  и  $m$  зависимости (2.129) используем экспериментальные данные из табл. 2.32.

Применяя логарифмическое выравнивание и метод наименьших квадратов получим значения  $B$  и  $m$  при разных температурах  $T$  и концентрациях агрессивной среды  $C$  (табл. 2.36).

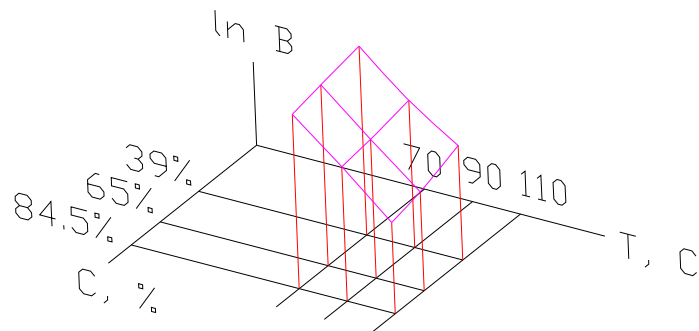
Таблица 2.36

Значения коэффициентов  $B$  и  $m$

Для значений $a$	$T=70\text{ }^{\circ}\text{C}$	$T=90\text{ }^{\circ}\text{C}$	$T=110\text{ }^{\circ}\text{C}$
$C=84,5\%$	0,004331297	0,00432554	0,00384487
$C=65\%$	0,00438284	0,00428728	0,00372849
$C=39\%$	0,00443965	0,00447273	0,00405401
Для значений $B$			
$C=84,5\%$	1171,758612	232,600691	40,316679
$C=65\%$	1533,20903	277,663012	55,1153316
$C=39\%$	2113,63531	391,020021	103,594668
Для значений $\ln B$			
$C=84,5\%$	7,066260986	5,44932321	3,69676525
$C=65\%$	7,33511823	5,62640819	4,00942793
$C=39\%$	7,65616464	5,96875876	4,64048586

Графические зависимости  $\ln B(T,C)$  и  $m(T,C)$ , построенные по данным таблицы приведены на рис. 2.38а и 2.38б.

а



б

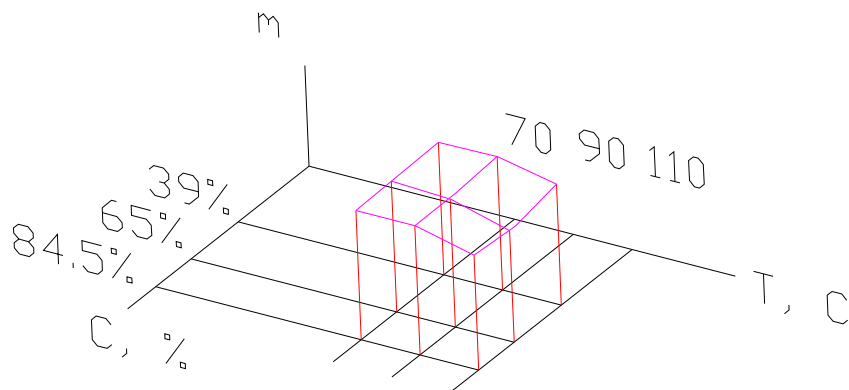


Рис. 2.38. а – график  $\ln B$ ; б – график  $m(T,C)$



Для аппроксимации поверхности  $\ln B(T, C)$  использовалась функция вида:

$$\ln B(T, C) = x_1 C + x_2 T + x_3 C^2 + x_4 T^2 + x_5 TC + x_6,$$

для определения коэффициентов  $x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6$  которой применялся метод наименьших квадратов. Результаты расчета приведены в табл. 2.37.

Для аппроксимации поверхности  $m(T, C)$  использовалась функция вида:

$$m(T, C) = y_1 C + y_2 T + y_3 C^2 + y_4 T^2 + y_5 TC + y_6,$$

значения коэффициентов которой, определенные с помощью метода наименьших квадратов приведены в табл. 2.38.

Т а б л и ц а 2 . 3 7  
Значения коэффициентов  
зависимости  $\ln B(T, C)$

$x_1$	-0,688723384
$x_2$	-0,091999808
$x_3$	0,797356233
$x_4$	0,000131351
$x_5$	-0,020000941
$x_6$	14,11883911

Т а б л и ц а 2 . 3 8  
Значения коэффициентов  
зависимости  $m(T, C)$

$y_1$	-0,00219745
$y_2$	9,5694E-05
$y_3$	0,001987195
$y_4$	-5,79139E-07
$y_5$	-6,63521E-06
$y_6$	0,001342784

Путем исследования параметра  $\alpha$  в (2.127) по результатам эксперимента [77] было принято  $\alpha = 0,5$ .

С использованием модели коррозионного растрескивания (2.127) при найденных зависимостях коэффициентов этой модели от температуры и концентрации агрессивной среды проведено исследование влияния программы изменения напряжения, температуры и концентрации среды на кинетику коррозионного растрескивания арматуры. Предварительно, с помощью численного эксперимента была определена величина шага интегрирования по времени, необходимая для достижения требуемой точности.

Шаг по времени, час	Погрешность, %
0,1	1,76 %
0,01	0,22 %
0,001	0,031 %

Дальнейшие расчеты выполнялись с шагом по времени 0,01 ч.

Результаты исследования влияния различных программ изменения напряжения, температуры и концентрации среды на кинетику коррозионного растрескивания арматуры по модели А.Р. Ржаницына приведены на рис. 2.39.

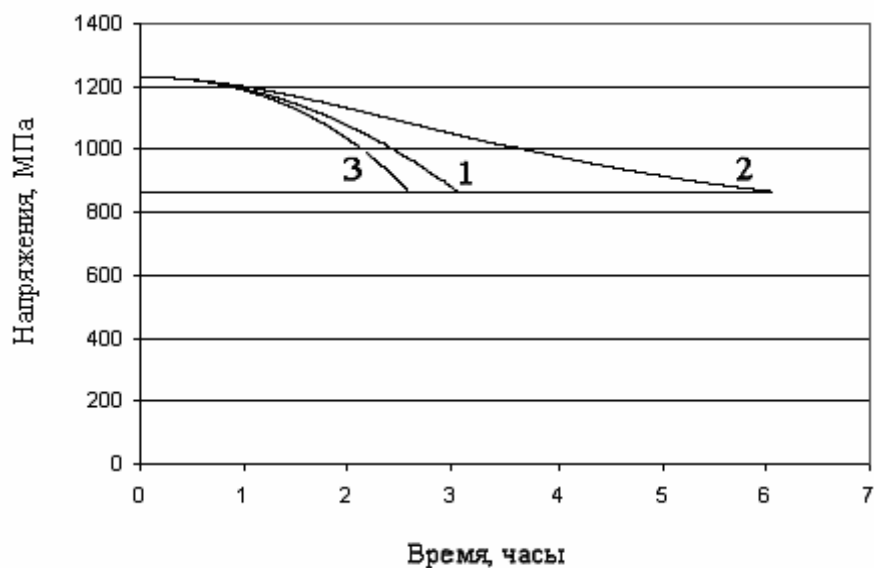


Рис. 2.39а. Кинетика коррозионного растрескивания  
 преднапряженной арматуры (модель Ржаницына):  
 1 –  $\sigma=865 \text{ МПа} = \text{const}$ ;  $C = 39 \% = \text{const}$ ;  $T = 110 \text{ }^\circ\text{C} = \text{const}$ ;  
 2 –  $\sigma=865 \text{ МПа} = \text{const}$ ;  $C = 39 \% = \text{const}$ ;  $T=110 - 5 * t, \text{ }^\circ\text{C}$ ;  
 3 –  $\sigma=865 \text{ МПа} = \text{const}$ ;  $C = 39 + 10 * t, \%$ ;  $T = 110 \text{ }^\circ\text{C} = \text{const}$

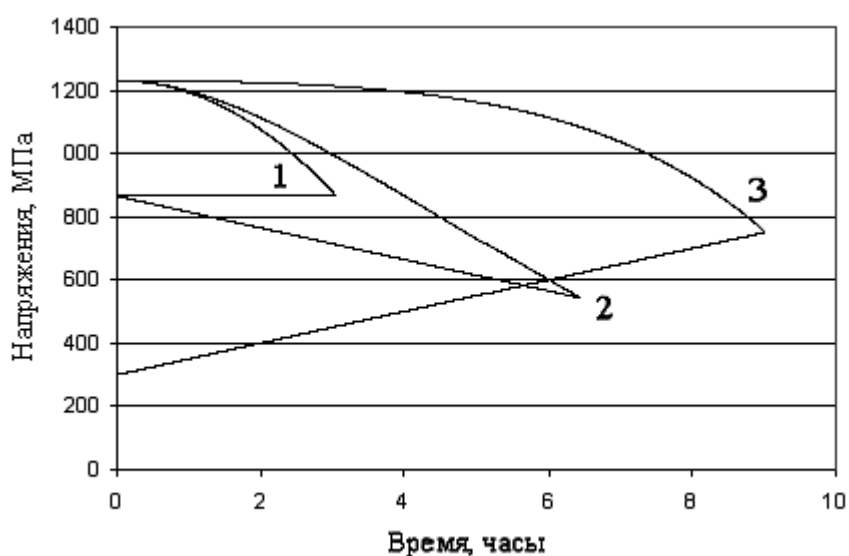


Рис. 2.39б. Кинетика коррозионного растрескивания  
 преднапряженной арматуры (модель Ржаницына):  
 1 –  $\sigma=865 \text{ МПа} = \text{const}$ ;  $C = 39 \% = \text{const}$ ;  $T = 110 \text{ }^\circ\text{C} = \text{const}$ ;  
 2 –  $\sigma = 865 - 50 * t, \text{ МПа}$ ;  $C = 39 \% = \text{const}$ ;  $T = 110 \text{ }^\circ\text{C} = \text{const}$ ;  
 3 –  $\sigma = 300 + 50 * t, \text{ МПа}$ ;  $C = 39 \% = \text{const}$ ;  $T = 110 \text{ }^\circ\text{C} = \text{const}$

Представляет интерес сопоставление двух предложенных подходов (основанных на модели Ю.Н. Работнова и на модели А.Р. Ржаницына) для описания кинетики коррозионного растрескивания арматурных сталей. Такое сопоставление проведено на рис. 2.40.

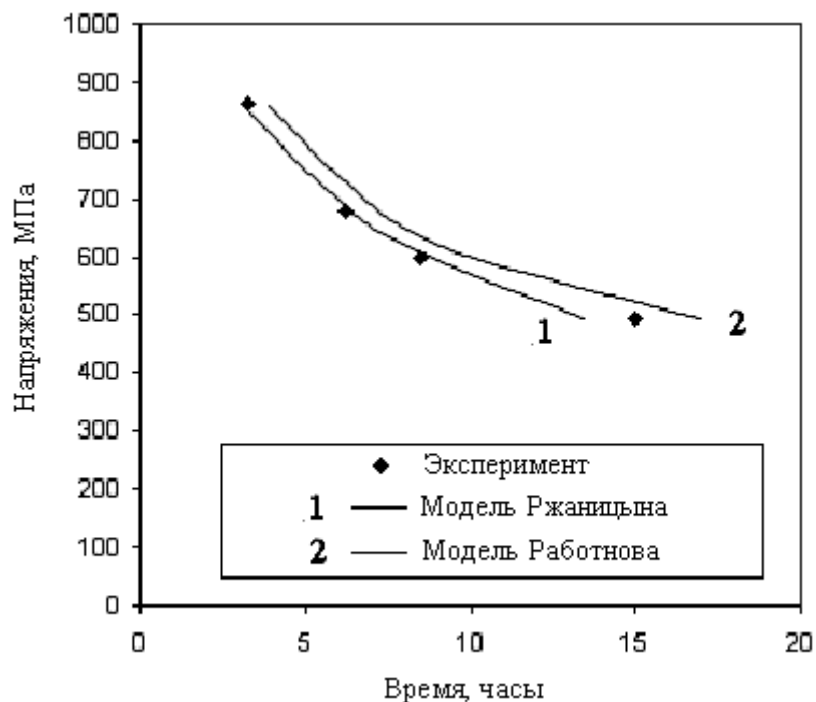


Рис. 2.40. Сравнение кривых коррозионного растрескивания, построенных по двум моделям с экспериментом при концентрации  $C=39\%$  и температуре  $T=110\text{ }^{\circ}\text{C}$

Сопоставление показывает, что в данном случае (для этих экспериментальных данных) лучшие результаты дает модель А.Р. Ржаницына. Однако при выборе подходящей модели для моделирования кинетики коррозионного растрескивания следует учитывать, что модель А.Р. Ржаницына более корректно, чем модель Ю.Н. Работнова описывает процесс коррозионного растрескивания при высоких уровнях напряжений, близких к пределу прочности арматурных сталей. Но в то же время модель Ю.Н. Работнова позволяет отразить влияние кинетики коррозионного растрескивания на процесс деформирования арматурной стали, путем включения параметра поврежденности в физические соотношения модели деформирования предварительно напряженной арматуры.

#### 2.6.5. Модель деформирования с учетом коррозионного растрескивания предварительно напряженного железобетонного стержня

Предварительно напряженные конструкции весьма широко применяются в гражданских и промышленных зданиях [80, 81], в конструкциях атомных электростанций [80], в морских сооружениях и судостроении [80], в мостостроении [80, 82, 83].

Использование предварительного напряжения позволяет достичь больших пролетов конструкций, уменьшения их сечения. Предварительное напряжение повышает трещиностойкость конструкций и ограничивает шири-

ну раскрытия трещин, вследствие чего повышается долговечность конструкций, уменьшается их деформативность. Предварительно напряженные армированные конструкции обладают высокой усталостной прочностью, так как разброс напряжений арматуры даже при частичном преднапряжении небольшой, а их значения далеки от усталостной прочности. Железобетонные конструкции с предварительным напряжением без большого ущерба могут воспринимать завышенные против проектных значений нагрузки. Образующиеся при этом трещины способны закрываться, пока напряжения в арматуре остаются ниже предела упругости.

Условия работы предварительно напряженной армированной конструкции имеют некоторые особенности по сравнению с работой обычной армированной конструкции:

1) предварительно напряженная конструкция находится под действием двух видов нагрузок: усилия предварительного натяжения и эксплуатационной нагрузки. При этом в отличие от эксплуатационной нагрузки, которая во многих случаях действует кратковременно и не всегда в расчетном сочетании, усилие предварительного натяжения загружает конструкцию постоянно в течение всей жизни сооружения;

2) в процессе эксплуатации под постоянным воздействием усилия натяжения арматуры в бетоне в течение нескольких лет протекают неравномерные по высоте необратимые деформации ползучести, которые могут даже вызвать увеличение строительного подъема [83]. В обычных же армированных (железобетонных) конструкциях, наоборот, со временем под нагрузкой накапливаются остаточные прогибы, направленные вниз;

3) в предварительно напряженных конструкциях основную часть потерь предварительного напряжения составляют потери, вызванные усадкой и ползучестью бетона [84, 85].

Из-за статической неопределимости либо армированных сечений, либо целиком армированных конструкций влияние этих процессов может привести к значительному перераспределению усилий;

4) в случае эксплуатации армированных конструкций в условиях воздействия агрессивной среды в предварительно напряженной арматуре развивается процесс коррозионного растрескивания, который может привести к преждевременному обрыву напряженной арматуры и последующему разрушению конструкции.

Расчет армированных предварительно напряженных конструкций, работающих в агрессивной эксплуатационной среде, с учетом всех развивающихся во времени процессов (проникание агрессивной среды, изменение свойств составляющих материалов, деформирование и накопление повреждений, усадка бетона, коррозионное поражение ненапряженной арматуры, коррозионное растрескивание напряженной арматуры и других) представляет собой весьма сложную задачу, так как требует построения

корректных моделей, описывающих развитие указанных процессов, требует наличия достаточного количества экспериментальных данных и отработанных методик идентификации построенных моделей, требует разработанных методов решения сложных моделей деформирования и разрушения армированных конструкций с учетом сопровождающих эффектов.

Поэтому далее мы ограничимся рассмотрением задачи моделирования поведения одномерных армированных предварительно напряженных элементов конструкций, подвергающихся воздействию агрессивной среды [86]. Из перечисленных выше процессов будем учитывать упругое деформирование ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, нелинейное неодинаковое сопротивление деформациям растяжения и сжатия бетона, проникание агрессивной среды и ее влияние на свойства бетона, коррозионный износ ненапрягаемой арматуры, коррозионное растрескивание напрягаемой арматуры.

Рассматривается прямой стержень из нелинейного разномодульного материала, армированный ненапрягаемой и напрягаемой арматурой так, что обеспечивается осесимметричное деформирование.

Схема армирования элемента представлена на рис. 2.41. Обозначения:  $F_{\sigma}$  – площадь сечения нелинейного разномодульного материала (бетона);  $F_a$  – площадь сечения ненапрягаемой арматуры,  $F_n$  – площадь сечения напрягаемой арматуры.

Полагаем, что арматура (и ненапрягаемая и напрягаемая) работает упруго, так что

$$\sigma_a = E_a \varepsilon; \quad (2.131)$$

$$\sigma_n = E_n \varepsilon, \quad (2.132)$$

где  $\sigma_a$  – напряжения в ненапрягаемой арматуре;  $\sigma_n$  – напряжение в напрягаемой арматуре;  $E_a$  – модуль упругости ненапрягаемой арматуры;  $E_n$  – модуль упругости напрягаемой арматуры;  $\varepsilon$  – относительная деформация.

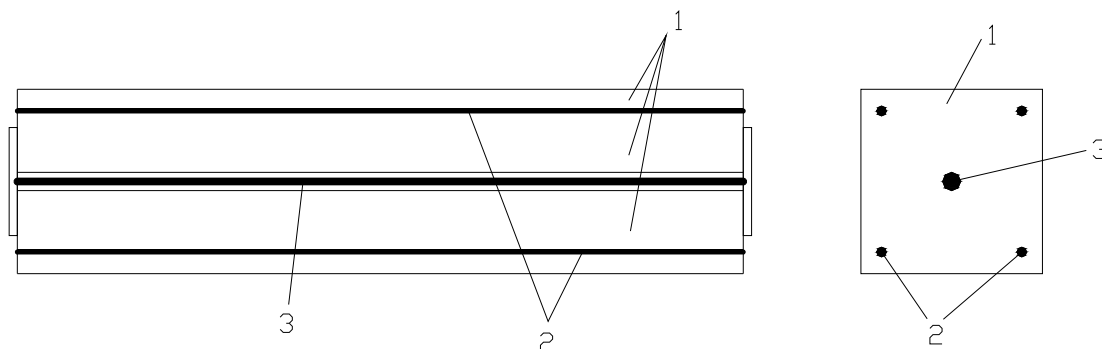


Рис. 2.41. Схема армирования элемента:  
1 – нелинейный разномодульный материал; 2 – ненапряженная арматура;  
3 – предварительно-напряженная арматура (затяжка)

Диаграмма деформирования нелинейного разномодульного материала принимается в виде:

$$\sigma = \begin{cases} A_p \varepsilon - B_p \varepsilon^3, & \sigma > 0, \\ A_c \varepsilon - B_c \varepsilon^3, & \sigma < 0, \end{cases} \quad (2.133)$$

где  $A_p, B_p, A_c, B_c$  – коэффициенты соответственно для растяжения и сжатия.

Если на армированный элемент действует агрессивная среда, вызывающая деградацию нелинейного разномодульного материала, коррозионный износ ненапряженной арматуры и коррозионное растрескивание напряженной арматуры, то принимаем:

а) агрессивная среда проникает в сечение армированного элемента по закону активированной диффузии:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \text{div } D(\text{grad } C), \quad (2.134)$$

где  $C$  – концентрация агрессивной среды в точке элемента;  $D$  – коэффициент диффузии;  $t$  – время.

б) механические свойства заполнителя изменяются под влиянием агрессивной среды так, что физические соотношения (2.133) принимают вид:

$$\sigma = \begin{cases} A_p(C) \varepsilon - B_p(C) \varepsilon^3, & \sigma > 0, \\ A_{сж}(C) \varepsilon - B_{сж}(C) \varepsilon^3, & \sigma < 0, \end{cases} \quad (2.135)$$

в) происходит коррозионный износ ненапрягаемой арматуры в соответствии с моделью

$$\frac{d\delta}{dt} = V_\sigma \exp(\gamma C), \quad (2.136)$$

где  $\delta$  – глубина коррозионного износа;  $V$  – зависящая от напряжений скорость коррозии при нулевой концентрации агрессивной среды данного вида;  $\gamma$  – коэффициент.

При этом сохраняется совместная работа ненапряженной арматуры с окружающим материалом.

г) происходит коррозионное растрескивание напряженной арматуры по модели:

$$\frac{d\Pi}{dt} = a(C) \left( \frac{\sigma_H}{1 - \Pi} \right)^{b(C)}, \quad \Pi(0) = 0, \quad (2.137)$$

где  $\sigma_H$  – напряжение в напрягаемой арматуре.

д) Полагаем, что передача натяжения от напрягаемой арматуры происходит по торцам армированного элемента, при этом в качестве расчетного рассматриваем сечение, удаленное от концов армированного элемента так, чтобы в соответствии с принципом Сен-Венана влияние анкеровки не сказывалось на характере распределения напряжений.

При анализе предварительно напряженного армированного элемента рассматриваются несколько стадий его работы и определенные программы нагружения и воздействия агрессивной среды. Напомним, что коррозионное растрескивание высокопрочной арматуры происходит только при одновременном действии и напряжений и коррозионной среды.

Рассмотрим следующую программу нагружения предварительно напряженного армированного стержня:

- 1) натяжение напрягаемой арматуры до напряжения  $\sigma_n^0$ ;
- 2) передача усилия от напрягаемой арматуры на армированное сечение формированием в нем начального уравновешенного поля напряжений, т.е. создания предварительного напряжения;
- 3) загрузка предварительно напряженного элемента внешней нагрузкой – продольным усилием (сжимающим или растягивающим);
- 4) погружение предварительно напряженного армированного элемента в агрессивную среду и работа этого элемента с учетом влияния агрессивной среды на материал и арматуру армированного элемента.

Рассмотрим эти стадии более подробно.

*Стадия 1.* Натяжение напрягаемой арматуры усилием  $P_0$ . В этом случае напряжение в напрягаемой арматуре будет  $\sigma_n^0 = P_0 / F_n$ , а деформация напрягаемой арматуры составит  $\epsilon_n^0 = \sigma_n^0 / E_n$ . В ненапрягаемой арматуре и окружающем материале (бетоне) напряжения и деформации отсутствуют.

*Стадия 2.* Передача натяжения на армированный элемент. При этом напрягаемая арматура разгружается, а ненапрягаемая арматура и материал сечения (бетон) – нагружаются сжатием. После передачи натяжения с напрягаемой арматуры на элемент его сечения получают деформацию сжатия  $\epsilon_1$ , при этом деформация напрягаемой арматуры уменьшается на эту величину и напряжение в ней станет равным

$$\sigma_n = E_n (\epsilon_n^0 - \epsilon_1). \quad (2.138)$$

Сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре будет:

$$\sigma_a = -E_a \epsilon_1, \quad (2.139)$$

а сжимающие напряжения в материале (бетоне) окажутся следующими:

$$\sigma_b = -\left( A_{сж} \epsilon_1 - B_{сж} \epsilon_1^3 \right). \quad (2.140)$$

Рассматривая равновесие отсеченной части армированного элемента (в соответствии с методом сечений) получим:  $\sum x = 0$  (рис. 2.42).

$$N_H - N_a - N_6 = 0, \quad (2.141)$$

где  $N_H$  – усилие в напрягаемой арматуре;  $N_a$  – усилие в ненапрягаемой арматуре;  $N_6$  – усилие в материале сечения (бетоне).

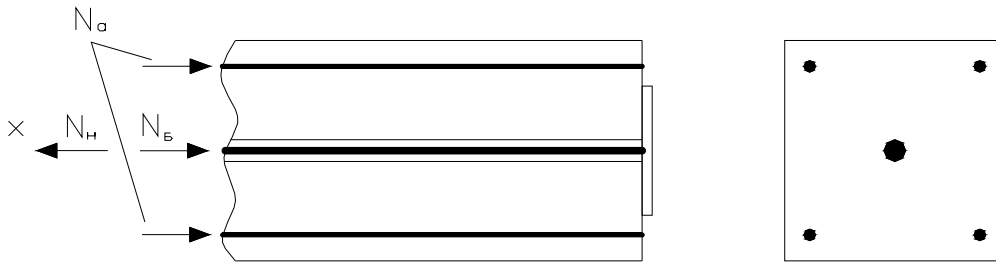


Рис. 2.42. Усилия в армированном элементе после передачи предварительного напряжения на элемент

С учетом (2.138) – (2.140) запишем (2.141) в виде:

$$E_H (\varepsilon_H^0 - \varepsilon_1) F_H - E_a \varepsilon_1 F_a - (A_{сж} \varepsilon_1 - B_{сж} \varepsilon_1^3) F_6 = 0. \quad (2.142)$$

Отсюда получаем нелинейное алгебраическое уравнение для определения деформации  $\varepsilon_1$ :

$$J_1 \varepsilon_1 + I_1 \varepsilon_1^3 = \sigma_H^0 F_H, \quad (2.143)$$

где обозначено:

$$J_1 = E_H F_H - E_a F_a - A_{сж} F_6; \quad I_1 = B_{сж} F_6. \quad (2.144)$$

Решив уравнение (2.143), найдем  $\varepsilon_1$ , а затем по формулам (2.138)–(2.140) определим напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре, а также в остальной части сжатого сечения армированного элемента после предварительного напряжения.

Стадия 3. Загружение предварительно напряженного элемента внешней нагрузкой.

Случай 3.1. Внешняя нагрузка сжимающая  $P_{сж}$ .

В этом случае (рис. 2.43) под действием внешней нагрузки в элементе возникнет деформация  $\varepsilon_2$ . В силу принятой гипотезы плоских сечений деформации у всех компонентов сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, а также материала (бетона) будут одинаковы.

Напряжение в напрягаемой арматуре будет:

$$\sigma_H = E_H (\varepsilon_H^0 - \varepsilon_1 - \varepsilon_2) = \sigma_H^0 - E_H \varepsilon_1 - E_H \varepsilon_2. \quad (2.145)$$



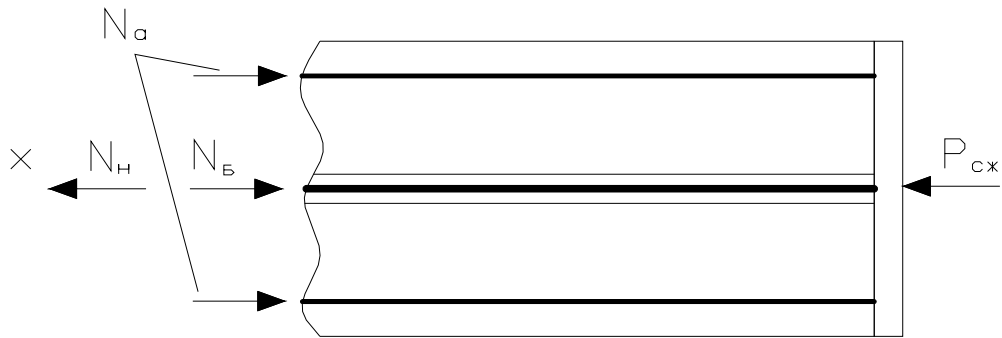


Рис. 2.43. Усилия в армированном элементе после приложения внешней нагрузки  $P_{сж}$

Напряжения в ненапрягаемой арматуре

$$\sigma_a = -E_a (\epsilon_1 + \epsilon_2), \quad (2.146)$$

а напряжения в материале (бетоне)

$$\sigma_b = -\left[ A_{сж} (\epsilon_1 + \epsilon_2) - B_{сж} (\epsilon_1 + \epsilon_2)^3 \right]. \quad (2.147)$$

Подставляя выражения (2.145)-(2.147) в уравнение равновесия

$$N_n - N_a - N_b + P_{сж} = 0 \quad (2.148)$$

получим:

$$J_1 (\epsilon_1 + \epsilon_2) + I_1 (\epsilon_1 + \epsilon_2)^3 = \sigma_n^0 F_n + P_{сж}. \quad (2.149)$$

Решив уравнение (2.149), определим  $(\epsilon_1 + \epsilon_2)$ , а затем по формулам (2.145)-(2.147) найдем напряжения в составляющих предварительно напряженного сечения после приложения нагрузки.

Очевидно, что армированный элемент будет сохранять предварительное напряжение до тех пор, пока напряжения в напрягаемой арматуре не достигнут нулевого значения  $\sigma_n = 0$ , в этом случае  $\epsilon_1 + \epsilon_2 = \epsilon_n^0$ , а величина сжимающей силы при превышении которой напрягаемая арматура выключается из работы будет равна

$$P_{сж} = \left[ E_a F_a \epsilon_n^0 + A_{сж} F_b \epsilon_n^0 - B_{сж} F_b (\epsilon_n^0)^3 \right]. \quad (2.150)$$

Случай 3.2. Внешняя нагрузка растягивающая.

В этом случае очевидно, что если внешняя нагрузка будет равна усилию в напрягаемой арматуре, т.е.

$$P_{раст}^* = \sigma_n^0 F_n, \quad (2.151)$$

то почти все сечение (и бетон и ненапрягаемая арматура) будет не напряжено.

Если внешняя растягивающая нагрузка будет меньше  $P_{\text{раст}}^*$ , т.е.

$$P_{\text{раст}} < P_{\text{раст}}^* \quad (2.152)$$

то для определения напряжений в компонентах армированного сечения рассмотрим (рис. 2.44).

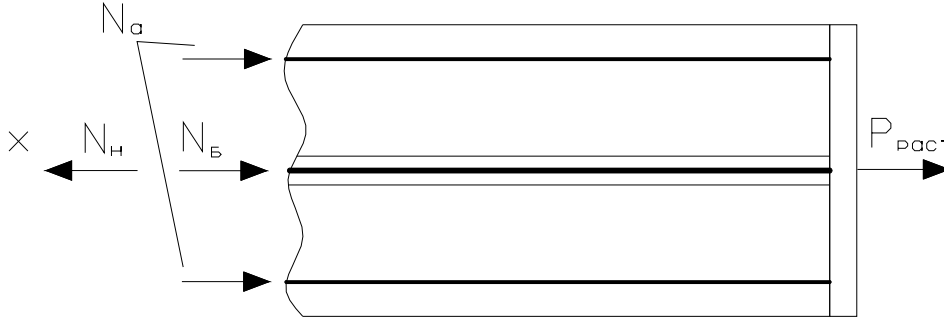


Рис. 2.44. Усилия в армированном элементе при действии растягивающей нагрузки

Из условия равновесия  $\sum x = 0$  имеем:

$$N_n - N_a - N_b - P_{\text{раст}} = 0. \quad (2.153)$$

Полагая, что рассматриваемое сечение получило деформацию  $\epsilon_3$ , противоположную по направлению деформацию предварительного напряжения  $\epsilon_1$ , запишем следующие выражения для напряжений:

$$\sigma_n = E_n (\epsilon_n^0 - \epsilon_1 + \epsilon_3); \quad (2.154)$$

$$\sigma_a = -E_a (\epsilon_1 - \epsilon_3); \quad (2.155)$$

$$\sigma_b = -\left[ A_c (\epsilon_1 - \epsilon_3) - B_c (\epsilon_1 - \epsilon_3)^3 \right]. \quad (2.156)$$

Подставляя (2.154)-(2.156) в (2.153) получим уравнение:

$$J_1 (\epsilon_1 - \epsilon_3) + I_1 (\epsilon_1 - \epsilon_3)^3 = \sigma_n^0 F_n - P_{\text{раст}}, \quad (2.157)$$

решив которое, найдем  $(\epsilon_1 - \epsilon_3)$ , а затем по формулам (2.154)-(2.156) определим напряжения в компонентах предварительно армированного сечения. Напомним, что уравнение (2.157) справедливо только при положительной правой части.

Если же внешняя растягивающая нагрузка  $P_{\text{раст}}$  будет больше  $P_{\text{раст}}^*$ , то бетон в армированном сечении начнет работать на растяжение совместно с

напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, но в этом случае растяжение будет вызывать только часть внешней нагрузки, равная

$$P_{\text{раст}} - P_{\text{раст}}^* = P_{\text{раст}} - \sigma_{\text{н}}^0 F_{\text{н}}.$$

Из условия равновесия  $\sum x = 0$  (рис. 2.45) имеем:

$$N_{\text{н}} + N_{\text{а}} + N_{\text{б}} - (P_{\text{раст}} - \sigma_{\text{н}}^0 F_{\text{н}}) = 0. \quad (2.158)$$

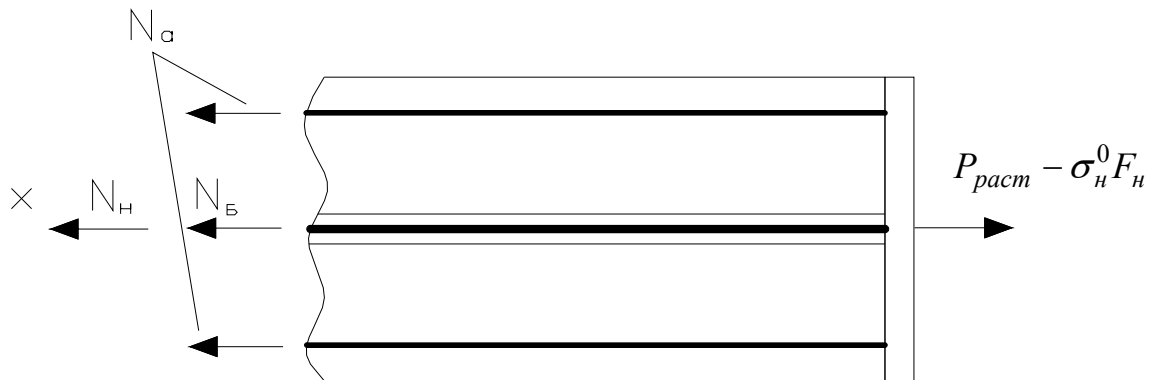


Рис. 2.45. Усилия в армированном сечении при действии растягивающей нагрузки, большей усилия натяжения

Полагая, что в силу справедливости гипотезы плоских сечений деформации всех компонентов сечения равны  $\varepsilon$ , а напряжения в них имеют вид:

$$\sigma_{\text{н}} = E_{\text{н}} \varepsilon; \quad (2.159)$$

$$\sigma_{\text{а}} = E_{\text{а}} \varepsilon; \quad (2.160)$$

$$\sigma_{\text{б}} = A_{\text{п}} \varepsilon - B_{\text{п}} \varepsilon. \quad (2.161)$$

Подставляя (2.159)-(2.161) в (2.158) получим следующее уравнение:

$$J_2 \varepsilon - I_2 \varepsilon^3 = P_{\text{раст}} - \sigma_{\text{н}}^0 F_{\text{н}}, \quad (2.162)$$

где

$$J_2 = E_{\text{н}} F_{\text{н}} + E_{\text{а}} F_{\text{а}} + A_{\text{п}} F_{\text{б}}; \quad (2.163)$$

$$I_2 = B_{\text{п}} F_{\text{б}}.$$

Если предельная растягивающая нагрузка, которую выдерживает армированное сечение определяется предельной деформацией бетона на растяжение, то из условия  $\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = A_{\text{п}} - 3B_{\text{п}}\varepsilon^2 = 0$  найдем

$$\varepsilon_{\text{max}} = \sqrt{\frac{A_{\text{п}}}{3B_{\text{п}}}}. \quad (2.164)$$

Подставляя (2.164) в (2.162) после некоторых преобразований получим выражение для предельной растягивающей нагрузки, при которой образуются трещины в бетоне:

$$P_{\text{раст}}^{\text{пред}} = \sigma_{\text{н}}^0 F_{\text{н}} \left( E_{\text{н}} F_{\text{н}} + E_{\text{а}} F_{\text{а}} + \frac{2}{3} A_{\text{п}} F_{\text{б}} \right) \sqrt{\frac{A_{\text{п}}}{3B_{\text{п}}}}. \quad (2.165)$$

Стадия 4. Погружение предварительно напряженного армированного элемента в агрессивную среду и работа его с учетом влияния агрессивной среды.

Рассмотрим случай, когда внешняя нагрузка сжимающая  $P_{\text{сж}}$  (рис. 2.46). В этом случае напряжение в произвольной точке бетонного сечения будет зависеть и от деформации сечения  $\varepsilon_2$  и от концентрации агрессивной среды в этой точке  $C(y,z)$ , которая находится из решения уравнения (2.134) с соответствующими начальными граничными условиями:

$$\sigma_{\text{б}} = - \left[ A_{\text{сж}}(C)(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) - B_{\text{сж}}(C)(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)^3 \right]. \quad (2.166)$$

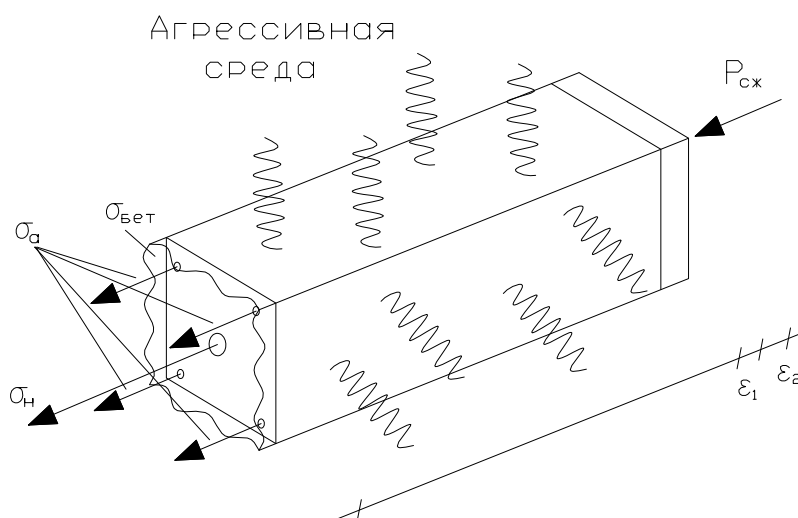


Рис. 2.46

Напряжение в ненапрягаемой арматуре будет определяться выражением:

$$\sigma_{\text{а}} = -E_{\text{а}}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2), \quad (2.167)$$

а площадь сечения ненапрягаемой арматуры  $F_{\text{а}}(t)$  будет зависеть от глубины коррозионного износа стержней. Если сечение армировано «К» арматурными стержнями начальным диаметром  $d_0$ , то к моменту времени  $t$  площадь  $F_{\text{а}}(t)$  будет:

$$F_{\text{а}}(t) = \sum_{j=1}^K \frac{\pi}{4} (d_0 - 2\delta_j)^2, \quad (2.168)$$

где  $\delta_j$  – глубина коррозионного износа  $j$ -го стержня, определяется с использованием модели износа (2.136).

Напряжение в напрягаемой арматуре будет определяться выражением:

$$\sigma_n = E_n (\varepsilon_n^0 - \varepsilon_1 - \varepsilon_2) \quad (2.169)$$

Во всех выражениях (2.166)-(2.168) –  $\varepsilon_1$  – деформация армированного элемента вследствие предварительного напряжения, определяемая из (2.143),  $\varepsilon_2$  – дополнительная деформация, вызванная совместным действием внешней нагрузки и агрессивной среды.

Для нахождения  $\varepsilon_2$  составим уравнение равновесия всех сил, действующих на армированный элемент с учетом происходящих деструктирующих процессов:

$$N_n - N_a - N_b + P_{сж} = 0$$

или

$$\sigma_n F_n - \sigma_a F_a(t) - \int_{F_b} \sigma_b dF + P_{сж} = 0. \quad (2.170)$$

Или, с учетом (2.166)-(2.169):

$$J_3 (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) + I_3 (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)^3 = \sigma_n^0 F_n + P_{сж}, \quad (2.171)$$

где

$$J_3 = E_n F_n - E_a \sum_{j=1}^K \frac{\pi}{4} (d_0 - 2\delta_j)^2 - \int_{F_b} A_{сж}(C) dF, \quad (2.172)$$

$$I_3 = \int_{F_b} B_{сж}(C) dF.$$

Решив уравнение (2.171), определим  $(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)$ , а затем по формулам (2.166)-(2.169) определим напряжения в бетоне и арматуре в заданный момент времени. Ввиду того коэффициент диффузии  $D$  в (2.134) может зависеть от напряженного состояния бетона, скорость коррозии предварительно напряженной арматуры, а также величина коррозионного растрескивания предварительно напряженной арматуры, характеризуемая параметром поврежденности  $\Pi$  из уравнения (2.137), зависят от напряженного состояния соответствующих элементов сечения, а те, в свою очередь, зависят от закона распределения концентрации агрессивной среды по сечению. то поставленная задача относится к связанным задачам строительной механики.

## 2.7. Модель деформирования бетона с учётом воздействия радиационных сред

Для построения математической модели, описывающей деформирование и разрушение конструктивных элементов с учётом радиационных факторов нужно иметь расчётную физическую модель, в которой учитываются основные и не учитываются все второстепенные факторы. Анализ экспериментальных данных, приведённых в первой главе, позволяет считать, что процесс взаимодействия нагруженных элементов конструкций с радиационной средой можно свести к следующей схеме.

В материале конструктивного элемента под действием нагрузки протекают два взаимосвязанных процесса – деформирование и разрушение. Причём деформирование может происходить как за счёт ползучести материала, так и за счёт роста дефектов и других повреждений, которые оказывают влияние на механические свойства материалов и приводят к изменению деформированного состояния тела.

Под влиянием радиационной среды по объёму конструктивного элемента по некоторому закону распределяется доза облучения, приводя к изменению кратковременных и длительных механических характеристик и к радиационному распуханию. В результате изменяется процесс деформирования конструкции и кинетика её разрушения.

Описанная схема процессов, происходящих в конструктивном элементе, подвергающемся воздействию радиационной среды, может быть усложнена дополнительным учётом некоторых эффектов, сопровождающих это взаимодействие тела с радиационной средой. Например, это может быть дополнительное влияние агрессивной среды, то есть проникание агрессивной среды и деструктирующее её воздействие на материал, которое может накладываться и либо усиливать, либо уменьшать эффекты радиационного воздействия

Рассмотренная выше упрощённая физическая модель явлений, происходящих в конструктивном элементе, позволяет воспользоваться для построения математических моделей подходом, основанным на применении теории структурных параметров, который описан в начале этой главы. В этом случае математическая модель процесса деформирования и разрушения будет содержать не только механические параметры (напряжение, деформацию), но и дополнительные параметры, учитывающие воздействие либо радиационных факторов, либо внешней агрессивной среды. Как известно, в случае применения теории структурных параметров, поведение материала можно описывать некоторыми параметрами состояния [87]. Состояние считается заданным, если кроме параметров внешнего воздействия характеризующих радиационное поле, нагрузку, температуру, задано некоторое число структурных параметров, характеризующих внутреннее состояние конструкции.

### 2.7.1. Параметры, описывающие процесс разрушения бетона, подверженного воздействию радиационных сред

Согласно теории структурных параметров для любого процесса, происходящего в материале, можно построить уравнения состояния (физические соотношения) из которых характеристики этого процесса определяются как функции параметров внешнего воздействия и некоторых структурных параметров материала. Для этих структурных параметров, к которым можно отнести поврежденность, деформацию ползучести, другие параметры составляются кинетические уравнения, по которым можно определить законы их изменения под влиянием напряжённого состояния, истории нагружения, внешних воздействий. Причём эти параметры, описывающие структурное поведение материала могут иметь некоторый физический смысл. В этом случае можно физически обоснованно формулировать для этих параметров кинетические уравнения. В строительной механике для описания процессов деформирования обычно используется система параметров, которая включает: напряжение  $\sigma$ , деформацию  $\epsilon$ , температуру  $T$ , время  $t$ . Эта система в случае, когда мы хотим описать процесс деформирования и разрушения оказывается недостаточно полной. Для более корректного описания в дополнение к указанным выше параметрам вводится параметр поврежденности  $\Pi$ , может вводиться параметр радиационного распухания  $\epsilon_\Phi$ , параметр – доза нейтронного облучения  $\Phi$ . Эти параметры могут изменяться в различных пределах, но при необходимости их можно пронормировать и сделать так, что они будут изменяться от 0 до 1.

Для того, чтобы описать процесс деформирования и разрушения конструктивного элемента в радиационной среде, мы к системе основных параметров – напряжение, деформация, температура, время добавляем параметры: поврежденности  $\Pi$  и дозы облучения  $\Phi$ . Для каждого из этих параметров мы можем записать определённые уравнения.

Изменение параметра поврежденности может быть описано уравнением следующего вида:

$$d\Pi = f_1 dt + f_2 d\sigma + f_3 dT + F_1 d\epsilon_\Phi + F_2 d\Phi. \quad (2.173)$$

Здесь  $f_1, f_2, f_3, F_1, F_2$  – некоторые функции  $\sigma, T, \Pi, \epsilon_\Phi, \Phi$ .

### 2.7.2. Модели, описывающие изменение дозы облучения (флюенса) нейтронного потока по объёму конструкции

Для того, чтобы построить уравнения описывающие изменение параметров деформации распухания и дозы облучения мы используем известные в литературе подходы, согласно которым  $\Phi$  задаётся следующим образом.

В [88] рассматривалось однородное изотропное тело, занимающее полупространство  $z \geq 0$ . Если на границу  $z=0$  параллельной оси  $z$  падают нейтроны с одинаковой средней энергией и интенсивностью  $I_0$  нейтрон/(см<sup>2</sup> с), то нахождение интенсивности потока нейтронов доходящих до плоскости  $z=\text{const}$  сводилось к следующему: падение потока  $dI$  в слое  $dz$  пропорционально  $I(z)$  и  $dz$ , отсюда

$$I(z) = I_0 e^{-\mu z}, \quad (2.174)$$

где  $\mu$  – константа материала (макроскопическое эффективное сечение материала элемента конструкции)

Если  $I_0$  не зависит от времени, то к моменту  $t$  через сечение  $z$  пройдет поток:

$$\Phi = t \cdot I(z) = I_0 t e^{-\mu z}. \quad (2.175)$$

Распределение флюенса нейтронов по толщине конструкции можно определить по формуле, которая описывает ослабление потока нейтронов при прохождении его через слой материала определенной толщины [89]:

$$\Phi_x = \Phi_0 e^{-\frac{x}{\lambda}}, \quad (2.176)$$

где  $\Phi_0$  – величина начального флюенса нейтронов (нейтрон/см<sup>2</sup>);  $\Phi_x$  – величина флюенса нейтронов за слоем материала толщиной  $x$  (см);  $x$  – толщина слоя материала, пройденного нейтронами, см;  $\lambda$  – длина релаксации нейтронов (длина свободного пробега нейтронов между двумя столкновениями с атомами материала), см.

Необходимо заметить, что флюенс нейтронов на входе в конструкцию имеет максимальное значение  $\Phi_0$  и, если  $\Phi_0 > \Phi_1$  ( $\Phi_1$  – минимальная величина флюенса нейтронов), то радиационные деформации в этой области имеют максимальное значение  $\epsilon_{\text{max}}$ , что иллюстрируется на рис. 2.47.

По мере ослабления флюенса нейтронов при прохождении через толщину материала радиационные деформации остаются постоянными и равными  $\epsilon_{\text{max}}$  до тех пор, пока значение флюенса нейтронов не станет менее величины  $\Phi_1$ . Толщина слоя материала  $x_1$ , за которым флюенс нейтронов будет равен  $\Phi_1$ , определяется следующим образом:

По мере ослабления флюенса нейтронов при прохождении через толщину материала радиационные деформации остаются постоянными и равными  $\epsilon_{\text{max}}$  до тех пор, пока значение флюенса нейтронов не станет менее величины  $\Phi_1$ . Толщина слоя материала  $x_1$ , за которым флюенс нейтронов будет равен  $\Phi_1$ , определяется следующим образом:

$$x_1 = \lambda \ln \frac{\Phi_0}{\Phi_1} = \lambda [\ln \Phi_0 - \ln \Phi_1]. \quad (2.177)$$



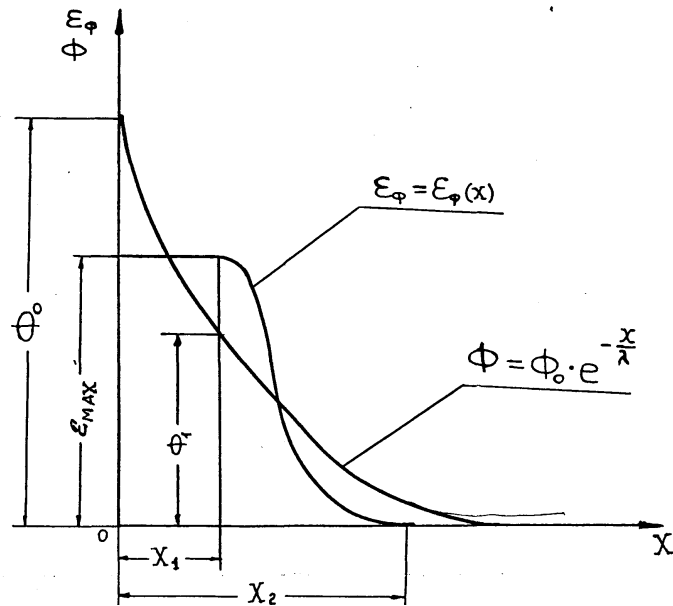


Рис. 2.47. Изменение радиационных деформаций и флюенса нейтронов по толщине облучаемой конструкции:

$\varepsilon_{\max}$  – максимальная величина радиационных деформаций в данном материале;  
 $\Phi_0$  – флюенс нейтронов на облучаемой поверхности конструкции;  
 $\Phi_1$  – минимальная величина флюенса нейтронов, при которой радиационные деформации достигают значения  $\varepsilon_{\max}$ ;  $x_1$  – толщина слоя материала, после прохождения которого флюенс нейтронов ослабляется до величины  $\Phi_1$

За слоем материала толщиной  $x_0 > x_1$  флюенс нейтронов продолжал ослабляться в соответствии с (2.176), а соответствующие ему радиационные деформации уменьшаться в соответствии с (2.186) и (2.187). Толщина слоя материала  $x_2$  на рис. 2.47, за которым радиационные деформации практически отсутствуют, находится аналогично величине  $x_1$ :

$$\Phi_2 = \Phi_0 e^{-\frac{x_2}{\lambda}},$$

$$x_2 = \lambda \ln \frac{\Phi_0}{\Phi_2} = \lambda [\ln \Phi_0 - \ln \Phi_2]. \quad (2.178)$$

При флюенсе нейтронов  $\Phi_2 \approx 10^{18} - 10^{19}$  нейтрон/см<sup>2</sup> и менее радиационные деформации равны нулю (практически не наблюдаются) [90, 91].

Распределение модуля упругости по толщине облучаемой конструкции описывается уравнением (2.179) и иллюстрируется рис. 2.48.

$$E_{\Phi} = cx + d, \quad (2.179)$$

где  $c = E_0 \frac{\alpha_1 \lg e}{\lambda}$ ;  $d = -E_0 [\alpha_1 \lg (\beta_1 \Phi_0) - \gamma]$ , здесь  $\alpha_1, \beta_1, \gamma$  – константы зависящие от энергетического спектра нейтронов и гранулометрического состава заполнителя.

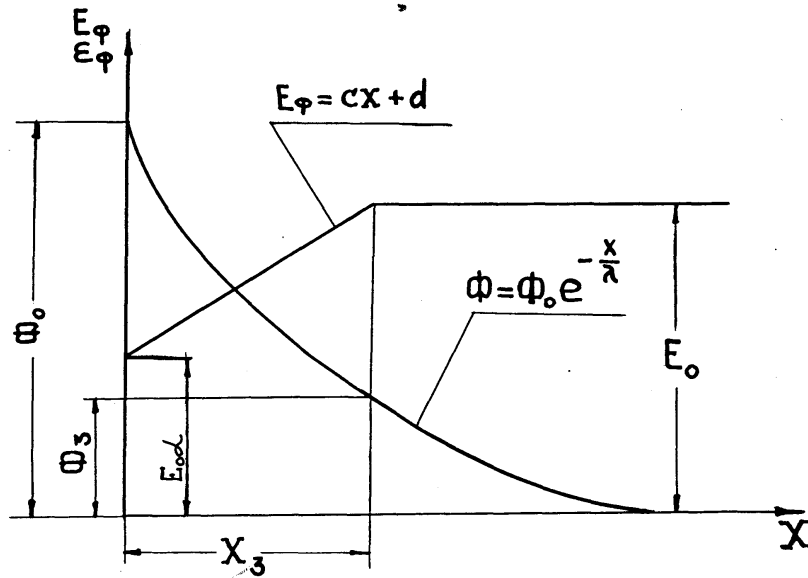


Рис. 2.48. Изменение модуля упругости и флюенса нейтронов по толщине облучаемой конструкции:

$\Phi_0$  – флюенс нейтронов на облучаемой поверхности конструкции;  
 $\Phi_3$  – максимальная величина флюенса нейтронов, при которой модуль упругости не изменяется и равен  $E_0$ ;  $X_3$  – толщина слоя конструкции, после прохождения которого флюенс нейтронов ослабляется до величины  $\Phi_3$

В глубине конструкции там, где флюенс  $\Phi_x$  мал, величина модуля упругости постоянная и равная  $E_0$ . По мере приближения к поверхности конструкции флюенс  $\Phi_x$  увеличивается, а величина модуля упругости  $E_\phi$  уменьшается по линейному закону (2.179), до тех пор, пока не достигает минимальной величины  $E_0\alpha$  у поверхности конструкции. Снижение величины модуля упругости начинается при достижении флюенса значения  $\Phi_3$  на расстоянии  $x_3$  от поверхности конструкции (рис. 2.48), причём:

$$x_3 = \lambda [\ln \Phi_0 - \ln \Phi_3]. \quad (2.180)$$

Отсюда следует, что формула (2.179) справедлива в интервале  $0 < x < x_3$ . Следует отметить, что при рассмотрении выше изложенного предполагалось, облучаемая поверхность конструкции плоская.

Если же поверхность конструкции криволинейная, то в предложенные выражения вносятся коррективы. Например, при облучении изнутри толстостенного цилиндра равномерно распределённым по его внутренней поверхности потоком нейтронов выражение (2.176) изменится и будет иметь вид:

$$\Phi_r = \Phi_0 \frac{r_B}{r} e^{-\frac{r-r_B}{\lambda}} = \Phi_0 \frac{r_B}{r} \exp[-(r-r_B)/\lambda], \quad (2.181)$$

где  $r_B$  – внутренний радиус цилиндра;  $r$  – координата точки, для которой находится значение флюенса нейтронов.

Соответственно изменится и выражение (2.179):

$$E_{\Phi} = cr + d_1 - \alpha_1 \lg \frac{r_B}{r}, \quad (2.182)$$

где  $d_1 = E_0 \left[ \gamma - \frac{r_B \alpha_1}{\lambda} \lg e - \alpha_1 \lg \beta_1 \Phi_0 \right]$ ; остальные величины определены ранее.

При эксплуатации ядерных установок имеют место также случаи неравномерного распределения потока нейтронов по внешней поверхности облучаемой конструкции, например по закону синуса [92]:

$$\Phi_0 = \Phi_0^* \sin \frac{\pi y}{h}, \quad (2.183)$$

где  $h$  – высота конструкции;  $\Phi_0$  – значение флюенса нейтронов по поверхности конструкции;  $\Phi_0^*$  – максимальное значение флюенса нейтронов на поверхности конструкции.

Для решения задачи о распределении флюенса нейтронов в конструкции, как указано в [93], приемлемым может быть диффузионное приближение. В предположении, что в теле нет генерации нейтронов (отсутствуют ядерные реакции) соответствующее дифференциальное уравнение имеет вид:

$$\nabla^2 \Phi - \frac{\Phi}{L} = 0, \quad (2.184)$$

где  $L$  – длина диффузии, зависящая от энергии нейтронов.

В частном случае воздействие потока нейтронов на полупространство решением уравнения (2.184) будет:

$$\Phi(x, y, z) = \Phi_0 \exp\left(-\frac{(h/2) - z}{L}\right), \quad (2.185)$$

где  $\Phi_0$  – значение флюенса нейтронов на поверхности полупространства.

### 2.7.3. Модели, описывающие изменение радиационных деформаций бетона

Для определения  $\varepsilon_{\Phi}$  можно воспользоваться закономерностью его изменения в виде:

$$\varepsilon_{\Phi} = \begin{cases} 0, & \Phi < \Phi_{2\text{пор}} \\ \frac{\delta \cdot \varepsilon_{\text{max}} \left[ \exp\left(\nu \cdot (\Phi - \Phi_{2\text{пор}})\right) - 1 \right]}{\varepsilon_{\text{max}} + \delta \exp\left(\nu \cdot (\Phi - \Phi_{2\text{пор}})\right)}, & \Phi \geq \Phi_{2\text{пор}} \end{cases}, \quad (2.186)$$

где  $\varepsilon_{\max}$  – максимальное значение радиационных деформаций для бетона данного состава;  $\delta, \nu$  – эмпирические коэффициенты, зависящие от радиационной деформативности заполнителя и энергетического спектра потока нейтронов.

В работах [92, 94] было предложено использовать следующее:

$$\varepsilon_{\Phi} = \frac{2}{\pi} \varepsilon_{\max} \operatorname{arctg} \left( m \Phi_x^n \right), \quad (2.187)$$

где  $m, n$  – коэффициенты, зависящие от энергетического спектра нейтронов и гранулометрического состава заполнителя. С помощью функции  $\varepsilon_{\Phi}$  определялись значения радиационных деформаций в любой точке плоского сечения конструкции.

Радиационное распухание (объемное деформирование) сталей также может быть описано [95] зависимостью вида:

$$\varepsilon_{\Phi} = A \cdot (kt)^{n(T)} f(T), \quad (2.188)$$

где  $f(T)$  и  $n(T)$  – функции температуры;  $kt$  – уровень радиационных повреждений (или флюенс нейтронов);  $A$  – коэффициент.

Для описания возможного «инкубационного» периода, после которого распухание стали резко изменяется с дозой облучения, предложены зависимости вида [95].

$$\varepsilon_{\Phi} = R(T) [\Phi - \tau(T) \operatorname{th}(\Phi / \tau(T))];$$

$$\varepsilon_{\Phi} = R(T) \{ \Phi - \tau(T) [1 - \exp(-\Phi / \tau(T))] \}, \quad (2.189)$$

где  $R(T), \tau(T)$  – экспериментальные функции, функция  $\tau(T)$  – называется «инкубационной» дозой;  $\Phi$  – флюенс нейтронов (доза облучения) с энергией 0,1 МэВ.

Распухание как функция температуры обычно выражается через набор экспоненциальных множителей вида  $\exp[-(A/RT^n)]$  [96].

В [97] предлагается модель, по которой распухание материала оболочки (стали) описывается функцией:

$$\varepsilon_{\Phi} = A \cdot (I \cdot t)^m + B, \quad (2.190)$$

где  $A$  и  $m$  – параметры, зависящие от температуры;  $B$  – функция флюенса нейтронов и температуры;  $I$  – интенсивность нейтронного потока;  $(I \cdot t) = \Phi$  – доза нейтронного облучения.

В [98] распухание сталей 304 и 316 описывается выражением:

$$\varepsilon_{\Phi} = 4,9 \cdot 10^{-49} (I \cdot t)^{1,71} \cdot 10^{\frac{1,549 \cdot 10^4}{T} - \frac{5,98 \cdot 10^6}{T^2}}. \quad (2.191)$$

В [99] распухание стали ОХ16Н15МЗБ предложено описывать выражением:

$$\varepsilon_{\Phi} = 5,33 \cdot 10^{-7} (\alpha kt)^{0,19+1,63 \cdot 10^{-3} T} \exp\left(0,0235T - \frac{8,35}{T-630} - \frac{17,82 \cdot 10^2}{980-T}\right), \quad (2.192)$$

где  $kt$  – число смещений атомов, соответствующих данному флюенсу нейтронов;  $\alpha$  – коэффициент, зависящий от выбора модели для расчета  $kt$ .

В [100] распухание закаленной нержавеющей стали 316 находится из следующей эмпирической зависимости:

$$\varepsilon_{\Phi} = I_{\max}^{1,665} t^{2,096} \exp(I / I_{\max})^7 f(T), \quad (2.193)$$

где  $f(T) = 0,04123 - 5,87 \cdot 10^{-5} (T-417,5) + 1,742 \cdot 10^{-4} (T-427)^{1,787}$ , если  $T > 427$ .

В случае, если  $T < 427$ , в выражении для  $f(T)$  сохраняются только два первых члена. В соотношении (2.182)  $T$  измеряется в °С, поток – в  $10^{-6}$  дефekt/(атом·с).

Обобщая приведённые выше соотношения на случай сложного напряжённого состояния и добавляя к ним уравнения равновесия, геометрические соотношения с учётом уравнений неразрывности деформаций, а также принимая во внимание начальные и граничные условия соответствующие каждой группе уравнений мы получим полную систему уравнений, описывающую деформирование и разрушение конструктивного элемента с учётом внешних воздействий в виде радиационного облучения, а если необходимо то и дополнительно агрессивных сред.

#### 2.7.4. Модель деформирования бетона с учётом воздействия радиационных сред

Рассмотрим построение физических соотношений, описывающих процесс деформирования и разрушения материала с учётом радиационного воздействия для двух случаев. Первый случай – нелинейное деформирование с учётом повреждённости и воздействия радиационных факторов. Второй случай – деформирование в условиях ползучести с учётом радиационного облучения. Эти соотношения в дальнейшем будут использоваться для анализа поведения конкретных конструктивных элементов.

Для описания процесса деформирования конструкции физические соотношения будем использовать в форме:

$$\sigma = f(\varepsilon, \Pi, \Phi). \quad (2.194)$$

Конкретный вид уравнения (2.194) может быть различным. Причём можно указать несколько способов учёта влияния параметров  $\Pi$ ,  $\Phi$  на конкретный вид этого уравнения. Первый способ заключается в том, что

мы можем представить зависимость (2.194) в виде произведения некоторых функций влияния следующим образом:

$$\sigma = f_1(\varepsilon) \cdot f_2(\Pi) \cdot f_3(\Phi). \quad (2.195)$$

Функция  $f_1(\varepsilon)$  может иметь вид:  $f_1(\varepsilon) = A\varepsilon^k$  – закон Бюльфингера;  $f_1(\varepsilon) = A\varepsilon - m\varepsilon^3$  – кубическая парабола;  $f_1(\varepsilon) = E\varepsilon - m\varepsilon^n$  – трехпараметрическая зависимость;  $f_1(\varepsilon) = A\varepsilon^m - k\varepsilon^n$  – четырехконстантная зависимость. В представленных зависимостях  $E, A, k, m, n$  – коэффициенты.

Функция  $f_2(\Pi)$  может быть принята в виде  $f_2(\Pi) = 1 - \alpha\Pi$  – линейная;  $f_2(\Pi) = (1 - \alpha\Pi)^\beta$  – нелинейная;  $f_2(\Pi) = \exp(-\alpha\Pi)$  – экспоненциальная;  $f_2(\Pi) = 1 / (1 + \beta\Pi)$  – гиперболическая.

Второй способ учёта влияния повреждённости и дозы заключается в том, что коэффициенты функции  $f_1(\varepsilon)$ , принятые из выше перечисленных зависимостей, считаются функциями параметра повреждённости и дозы облучения. То есть зависимость может быть принята, например в виде:

$$\sigma(\varepsilon, \Pi, \Phi) = A(\Pi, \Phi)\varepsilon^{m(\Pi, \Phi)}, \quad (2.196)$$

где можно принять  $A(\Pi, \Phi) = \frac{A_0[\gamma_1 - \alpha_1 \lg(\beta_1 \Phi)]}{(1 + A_1 \Pi)}$  и  $m(\Pi, \Phi) = \frac{m_0[\gamma_2 - \alpha_2 \lg(\beta_2 \Phi)]}{(1 + m_1 \Pi)}$ .

Или в виде:

$$\sigma = f(\varepsilon, \Phi) \cdot \tau(\Pi, \Phi), \quad (2.197)$$

где  $f(\varepsilon, \Phi) = f_1(\varepsilon) \cdot \exp(-\gamma\Phi) = f_1(\varepsilon)\chi(\Phi)$ ,  $\tau = \exp(-\Pi)$

Иногда удобно использовать физические соотношения в виде:

$$\varepsilon(\sigma, \Phi, \Pi) = A(\Phi)\sigma^{\alpha(\Phi)} \exp[\lambda(\Phi) \cdot \Pi], \quad (2.198)$$

где кинетическое уравнение накопления повреждений имеет вид:

$$\frac{d\Pi}{dt} = B(\Phi) \left( \frac{\sigma}{1 - \Pi} \right)^{n(\Phi)}. \quad (2.199)$$

Уравнение (2.199) может использоваться для описания процесса деформирования в условиях ползучести с учетом влияния  $\Pi(t)$  на процесс деформирования во времени.

Если учитывать набухание или деформацию от радиационного воздействия то:

$$\varepsilon(\sigma, \Phi, \Pi) = A(\Phi)\sigma^{\alpha(\Phi)} \exp[\lambda(\Phi) \cdot \Pi] + \varepsilon_\Phi, \quad (2.200)$$

где  $\varepsilon_\Phi$  – может быть принята в любой из наиболее подходящих форм, представленных выше.

### 2.7.5. Модель деформирования бетона для случая сложного напряженного состояния

В случае сложного напряжённого состояния, когда на тело действует и радиационное и тепловое поле, физические соотношения можно записать в виде:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{\psi} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] + \alpha T + \varepsilon_\Phi & \gamma_{xy} &= 2(1 + \nu) \frac{\tau_{xy}}{\psi}, \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{\psi} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] + \alpha T + \varepsilon_\Phi & \gamma_{xz} &= 2(1 + \nu) \frac{\tau_{xz}}{\psi}, \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{\psi} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] + \alpha T + \varepsilon_\Phi & \gamma_{yz} &= 2(1 + \nu) \frac{\tau_{yz}}{\psi}.\end{aligned}\quad (2.201)$$

В этих выражениях  $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$  – компоненты тензора напряжений;  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$  – компоненты тензора деформаций;  $\alpha(\Phi)$  – коэффициент линейного температурного расширения, зависящий от флюенса  $\Phi$ ;  $\varepsilon_\Phi(T, \Phi)$  – объемная радиационная деформация;  $\psi = \psi(\varepsilon_{и}, \Pi, \Phi, T)$  – функция интенсивности деформаций  $\varepsilon_{и}$ , поврежденности  $\Pi$ , флюенса  $\Phi$ , температура  $T$ , причем  $T$  есть разница между действующей и некоторой базовой температурой при которой определялась диаграмма  $\sigma_{и}(\varepsilon_{и})$ :

$$\psi(\varepsilon_{и}, \Pi, \Phi, T) = \frac{\sigma_{и}(\varepsilon_{и}, \Pi, \Phi, T)}{\varepsilon_{и}}, \quad (2.202)$$

$$\nu(\varepsilon_{и}, \Pi, \Phi, T) = \frac{1}{2} - \frac{1 - 2\nu_0}{2E_0} \psi(\varepsilon_{и}, \Pi, \Phi, T); \quad (2.203)$$

здесь  $\nu_0, E_0$  – коэффициенты поперечной деформации и модуль упругости при малых линейных деформациях.

В частном случае можно принять:

$$\sigma_{и} = (A\varepsilon_{и}^m - B\varepsilon_{и}^n) \cdot f_1(T) \cdot f_2(\Phi) \cdot f_3(\Pi), \quad (2.204)$$

где  $A, B, m, n$  – коэффициенты.

Функция влияния  $f_1(T), f_2(\Phi), f_3(\Pi)$  могут быть приняты в виде:

$$f_1(T) = 1 + a_1 T + a_2 T^2. \quad (2.205)$$

$$f_2(\Phi) = 1 - \alpha_1 \lg(\beta_1 \cdot \Phi). \quad (2.206)$$

$$f_3(\Pi) = \exp(-\beta_2 \cdot \Pi). \quad (2.207)$$

### 2.7.6. Модель деформирования толстостенной цилиндрической оболочки из бетона в условиях радиационного воздействия и неравномерного поля температур

Рассмотрим модель деформирования толстостенной цилиндрической оболочки из материала, поведение которого описывается соотношениями (2.204), (2.206), (2.207), (2.208). Пусть оболочка имеет внутренний радиус  $r_{\text{в}}$ , а наружный  $r_{\text{н}}$  и нагружена соответственно давлениями  $P_{\text{в}}$ ,  $P_{\text{н}}$ . Тогда в оболочке возникает только нормальные компоненты тензора напряжений, связь которых с компонентами тензора деформаций в цилиндрической системе координат  $r, \theta, z$  в соответствии с (2.201) имеет вид:

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \frac{1}{\Psi} [\sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z)] + \alpha T + \varepsilon_\Phi, \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1}{\Psi} [\sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_z)] + \alpha T + \varepsilon_\Phi, \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{\Psi} [\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)] + \alpha T + \varepsilon_\Phi.\end{aligned}\quad (2.208)$$

Функция интенсивности деформаций, поврежденности, флюенса и температуры в соответствии с (2.204) имеет вид:

$$\psi(\varepsilon_{\text{н}}, \Pi, \Phi, T) = (A\varepsilon_{\text{н}}^{m-1} - B\varepsilon_{\text{н}}^{n-1}) \cdot f_1(T) \cdot f_2(\Phi) \cdot f_3(\Pi), \quad (2.209)$$

где функции  $f_1, f_2, f_3$  задаются выражениями (2.205), (2.206), (2.207).

В дальнейшем ограничимся случаем установившегося теплового потока, для которого закон распределения температуры определен из уравнения:

$$\frac{d^2 T_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dT_r}{dr} = 0, \quad (2.210)$$

где  $T_r$  – температура в точках оболочки с координатой  $r_{\text{в}} \leq r \leq r_{\text{н}}$ . Решение уравнения (2.210) при граничных условиях  $T_{r_1} = T_1$ ,  $T_{r_2} = T_2$  имеет вид:

$$T_r = T_1 + (T_2 - T_1) \frac{\ln(r/r_{\text{в}})}{\ln(r_{\text{н}}/r_{\text{в}})}. \quad (2.211)$$

Будем также полагать, что толстостенная оболочка облучается изнутри неравномерно распределенным потоком нейтронов. В этом случае закон распределения флюенса по радиусу оболочки имеет вид:

$$\Phi_r = \Phi_0 \frac{r_{\text{в}}}{r} \exp[-(r - r_{\text{в}})/\lambda], \quad (2.212)$$



где  $\Phi_r$  – флюенс в точке оболочки с радиусом  $r$ ,  $\Phi_0$  – флюенс на внутренней поверхности оболочки, причем:

$$\Phi_r = I_r \cdot t; \Phi_0 = I_0 \cdot t, \quad (2.213)$$

где  $I_r$  – поток нейтронов на глубине  $r$ ;  $I_0$  – поток нейтронов на внутренней поверхности оболочки;  $\lambda$  – длина релаксации нейтронов.

При записи выражения (2.212), как уже указывалось, принята гипотеза о том, что свойства, возникающие под влиянием нейтронов за время  $t$ , на глубине  $z$  совпадают со свойствами при однородном радиационном облучении  $I_r$  за время  $t$ .

К физическим соотношениям (2.208) нужно присоединить уравнения равновесия толстостенной цилиндрической оболочки:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.214)$$

и уравнение неразрывности:

$$\frac{d\varepsilon_\theta}{dr} + \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_\theta}{r}. \quad (2.215)$$

Определив из третьего уравнения (2.208) напряжения  $\sigma_z$  и подставляя его в два остальных, найдем:

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1-\nu^2}{\psi} \left[ \sigma_r - \frac{\nu}{(1-\nu)} \sigma_\theta \right] - \nu \varepsilon_z + (\alpha T + \varepsilon_\Phi)(1+\nu), \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1-\nu^2}{\psi} \left[ \sigma_\theta - \frac{\nu}{(1-\nu)} \sigma_r \right] - \nu \varepsilon_z + (\alpha T + \varepsilon_\Phi)(1+\nu), \\ \sigma_z &= \nu(\sigma_r + \sigma_\theta) + \psi \varepsilon_z - (\alpha T + \varepsilon_\Phi)\psi. \end{aligned} \quad (2.216)$$

Подставляя первые два выражения из (2.216) в уравнение неразрывности (2.215), и учитывая уравнение равновесия (2.214), а также переменность коэффициента поперечной деформации  $\nu$ , после некоторых преобразований, получим следующее разрешающее уравнение:

$$\frac{d^2\sigma_r}{dr^2} + \xi \frac{d\sigma_r}{dr} + \eta \sigma_r = q, \quad (2.217)$$

где 
$$\xi = \frac{3}{r} - \frac{2\nu\nu'}{(1-\nu^2)} - \frac{\psi'}{\psi}, \quad (2.218)$$

$$\eta = - \left[ (1+4\nu)\nu' + (1-\nu-2\nu^2) \cdot \frac{\psi'}{\psi} \right] r(1-\nu^2), \quad (2.219)$$

$$q = \psi \left[ \varepsilon_z \nu' - \nu'(\alpha T + \varepsilon_\Phi) - (1+\nu)(T\alpha' + \alpha T' + \varepsilon'_\Phi) \right] / r(1-\nu^2). \quad (2.220)$$

Здесь штрих означает дифференцирование по радиусу. Граничные силовые условия записываются:

$$r = r_B; \sigma_r = -P_B; \quad r = r_H; \sigma_r = -P_H. \quad (2.221)$$

Для определения величины продольной деформации  $\varepsilon_z$  воспользуемся условием равновесия оболочки в осевом направлении:

$$+ N = 2\pi \int_{r_B}^{r_H} \sigma_z r dr = 2\pi \int_{r_B}^{r_H} \left[ v(\sigma_r + \sigma_\theta) + \psi \cdot \varepsilon_z - (\alpha T + \varepsilon_\Phi) \psi \right] r dr, \quad (2.222)$$

$$\varepsilon_z = \left[ \frac{N}{2\pi} \right] - \int_{r_B}^{r_H} \left[ v(\sigma_r + \sigma_\theta) r dr + \int_{r_B}^{r_H} (\alpha T + \varepsilon_\Phi) \psi r dr \right] r dr / \int_{r_B}^{r_H} \psi r dr. \quad (2.223)$$

Для решения уравнения (2.217) можно воспользоваться методом последовательных приближений, находя нулевое приближение из линейного решения:

$$\sigma_r^0 = H + J / r^2; \quad \sigma_\theta^0 = H - J / r^2, \quad (2.224)$$

где  $H = (P_B r_B^2 - P_H r_H^2) / (r_H^2 - r_B^2)$ ,  $J = (P_H - P_B) r_H^2 r_B^2 / (r_H^2 - r_B^2)$ .

Расчет толстостенной цилиндрической оболочки подвергающейся совместному действию давления, температуры, и радиационному облучению можно выполнять по следующему шаговому алгоритму:

1) По формуле (2.211) задается закон распределения температуры по толщине оболочки, при заданных значениях граничных условий  $T_1, T_2$ .

2) Решается (методом прогонки) уравнение (2.217) и находятся законы распределения напряжений и деформаций по толщине оболочки:  $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z, \varepsilon_r, \varepsilon_\theta, \varepsilon_z, \varepsilon_\Phi$ .

3) Проверяется выполнение условия прочности:

$$\sigma_{и} < \sigma_{пред}. \quad (2.225)$$

4) Если условие прочности выполняется, то делается шаг  $\Delta t$  по времени и по формуле (2.212) с учетом (2.213) находится закон распределения флюенса  $\Phi_r$  нейтронов по толщине оболочки.

5) Решая уравнение

$$\frac{d\Pi}{dt} = S(\Phi, T) \left( \frac{\sigma_{и}}{1 - \Pi} \right)^{g(\Phi, T)} \quad (2.226)$$

определяем закон распределения поврежденности по толщине оболочки

6) По формуле (2.209) с учетом (2.205), (2.206), (2.207) определяем закон распределения  $\psi(\varepsilon_{и}, \Pi, \Phi, T)$ , а затем по формуле (2.203) закон распределения  $v(\varepsilon_{и}, \Pi, \Phi, T)$  по толщине оболочки.

7) По формуле (2.186) находится закон распределения радиационных деформаций по толщине оболочки.

8) Проверяется выполнение условия долговечности:

$$\Pi_r < 1. \quad (2.227)$$

Если условие долговечности выполняется, то расчет продолжается, начиная с п. 2.

Для проверки правильности результатов полученных с использованием построенной модели был решен ряд задач на которых проверялись различные упрощенные варианты модели. Задачи выбирались таким образом, чтобы можно было сравнить полученные результаты с известными теоретическими или экспериментальными данными.

**Задача 1.** Расчет бетонной оболочки с размерами  $r_b = 30$  см,  $r_n = 50$  см,  $P_n = 30$  МПа. Аппроксимация диаграммы деформирования дала следующие параметры:  $A = 3 \cdot 10^4$  МПа;  $m = 1$ ;  $B = 2 \cdot 10^5$  МПа;  $n = 1,5$ ;  $\nu = 0,2$ . В расчетах принято  $f_1(T) = f_2(\Phi) = f_3(\Pi) = 1$ . Результаты расчета приведены на рис. 2.49.

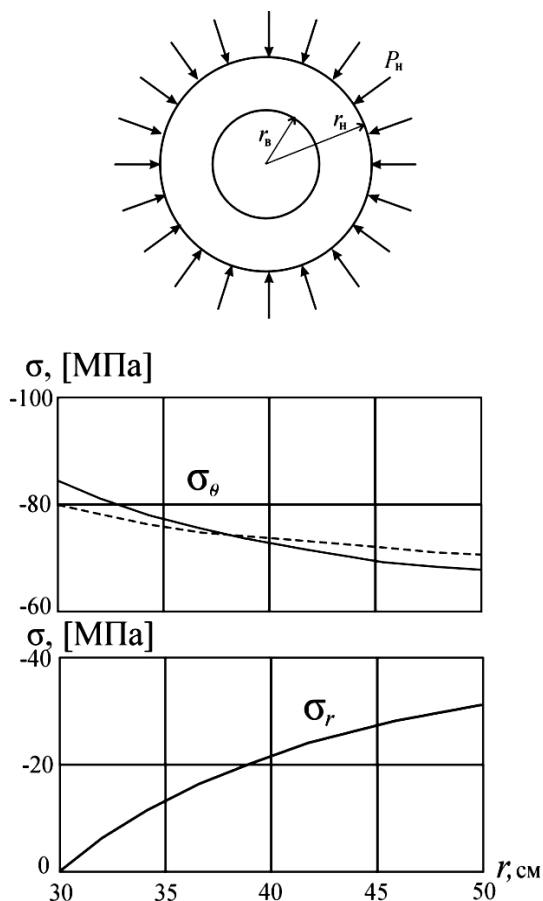


Рис. 2.49. Эпюры напряжений в толстостенной бетонной оболочке

Причем сплошными линиями показаны эпюры напряжений взятые из статьи В.И. Андреева, Ю.Н. Малашкина [101], а пунктиром рассчитанные с использованием уравнений (2.217) – (2.220).

Анализ показывает, что эпюры  $\sigma_r$  совпадают полностью, а различие в эпюрах  $\sigma_\theta$ , что в работе В.И. Андреева [101] при выводе формулы для интенсивности напряжений объясняется применением гипотезы о не сжимаемости материала ( $\nu = 0,5$ ), а в нашем выводе использована гипотеза о переменности  $\nu$ . Если повторить наш вывод с использованием предположения ( $\nu = 0,5$ ), то результаты расчета полностью совпадут с результатами В.И. Андреева и Ю.Н. Малашкина.

## 2.8. Моделирование совместного воздействия карбонизации и хлоридной коррозии на железобетон

### 2.8.1. Общие соображения об эффекте совместного действия карбонизации и хлоридов на железобетон

В бетоне транспортных сооружений хлоридная коррозия всегда происходит совместно с карбонизацией. На сегодняшний день существует определенное количество работ, описывающих процесс карбонизации и хлоридной коррозии по отдельности, но очень мало исследований их совместного воздействия. Совместное воздействие хлоридной коррозии и карбонизации на бетонные и железобетонные конструкции исследовалось в работах С.Н. Алексеева, Н.К. Розенталя [102], Ф.М. Иванова [103], А.И. Васильева и А.М. Подвального [104], О.П. Рысевой, В.Ю. Сеткова, И.С. Шибановой [105 – 108] и других исследователей.

В работе [103] исследовано влияние присутствия во внутриспоровой жидкости хлористого натрия на скорость процесса карбонизации. Показано, что скорость этого процесса зависит от условий образования нерастворимых пленок типа пленки из  $\text{CaCO}_3$ . В присутствии раствора  $\text{NaCl}$  такая пленка не образуется и приводит к ускорению карбонизации, хотя автор предполагает, что будет происходить замедление процесса из-за меньшей растворимости  $\text{CO}_2$  в растворах  $\text{NaCl}$  по сравнению с водой.

В книге [102] описывается совместное воздействие на железобетон нескольких кислых газов, в том числе  $\text{CO}_2$  совместно с  $\text{HCl}$  и  $\text{Cl}_2$ . При этом, схематическая картина разрушения бетона представляется тремя слоями (рис. 2.50). В тонком наружном слое (слой I на рис. 2.50) цементный камень бетона реагирует с углекислым газом воздуха и присутствующими в воздухе другими кислыми газами. Значительная часть кальцийсодержащих солей вступает в реакцию с газами, образующими более сильные кислоты, чем угольная. Образовавшиеся в первый период карбонаты частично разрушены этими газами. В предельном случае все основные соли и карбонаты реагируют с сильными кислотами и превращаются в кислые соли. В зависимости от свойств образующихся солей и степени коррозии поверхность бетона может упрочняться или разрушаться

(шелушение). Жидкая фаза в этом слое нейтральная или кислая. В следующем слое (слой II на рис. 2.50) цементный камень карбонизирован. Другие кислые газы проникают вглубь этого слоя по более крупным порам и капиллярам и образуют соответствующие соли, содержание которых невелико. При этом в случае образования слаборастворимых солей количество их с увеличением расстояния от поверхности бетона резко уменьшается, тогда как хорошо растворимые соли вследствие диффузии в жидкой фазе распределяются по сечению бетона равномернее. рН бетона в этом слое соответствует рН карбонизированного бетона и равняется примерно 9. В следующем, некарбонизированном слое (слой III на рис. 2.50), возможно присутствие небольшого количества хорошо растворимых солей, которые при наличии  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  частично взаимодействуют с гидратом окиси кальция, образуя окисоли, и с алюминатными составляющими цементного камня, образуя гидрохлоралюминаты, гидронит-роалюминаты и т.п.

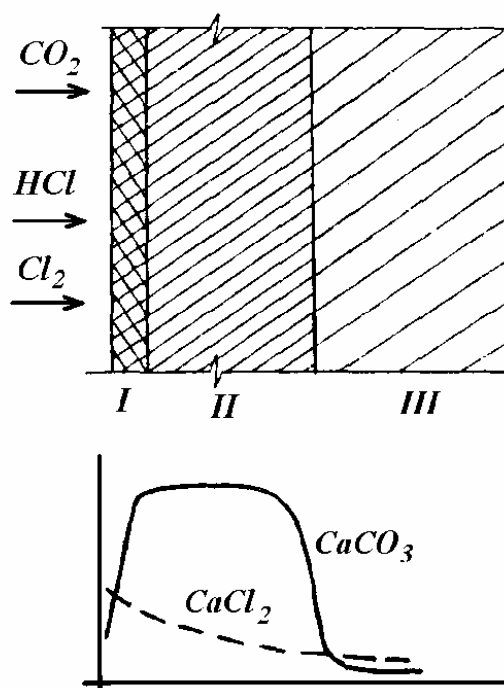


Рис. 2.50. Схема распределения в бетоне солей, образующихся при воздействии кислых газов:  
 I – зона реакций с  $\text{HCl}$ ,  $\text{Cl}_2$ ; II – карбонизированный слой;  
 III – некарбонизированный слой

При совместном воздействии  $\text{CO}_2$  и  $\text{HCl}$  на железобетон [102], хлористый водород разлагает карбонат кальция в карбонизированном слое бетона. При малой концентрации  $\text{HCl}$  и невысокой влажности воздуха количество образовавшегося в бетоне хлористого кальция невелико. Влажность бетона ввиду малого содержания гигроскопических солей увеличится незначительно, а карбонизация не замедлится. Существенное повышение влажности бетона возможно лишь при повышенной концентрации

хлористого водорода и высокой влажности воздуха. В этом случае процесс карбонизации бетона должен замедляться, однако одновременно может ускориться проникание хлоридов в бетон, что явится основной причиной коррозии арматуры. Карбонизация бетона сложным образом влияет на проникание хлоридов в бетон. С одной стороны, некоторое уплотнение бетона замедляет диффузию хлористых солей, с другой стороны, отсутствие в карбонизированном слое гидрата окиси кальция исключает связывание хлоридов в основные соли и таким образом ускоряет проникание хлоридов в бетон.

При действии хлористого водорода на пористые цементно-песчаные растворы, например кладочные растворы, происходит их разрыхление. По мнению [102], это связано с постепенным переходом основных солей в кислые хлориды. Образовавшийся хлористый кальций поглощает из воздуха влагу и постепенно за счет диффузии и капиллярного подсоса выносятся из наружного слоя, что приводит к понижению плотности раствора.

При совместном воздействии  $\text{CO}_2$  и  $\text{Cl}_2$  на железобетон, дополнительно к сказанному о хлористом водороде отмечается [102], что в карбонизированном слое при отсутствии  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  не могут образовываться гипохлориты кальция, возможно проникание хлоридов на большую глубину, чем в некарбонизированном бетоне. Были выполнены анализы проб бетона, отобранных отдельными слоями толщиной по 20 мм на глубину до 100 мм из железобетонных конструкций, эксплуатировавшихся в течение 17 лет в среде хлорного цеха. Обнаружено, что содержание связанного  $\text{CO}_2$  в бетоне и хлоридов с увеличением глубины отбора постепенно уменьшается. Содержание связанного  $\text{CO}_2$  составляло в среднем 3,2 %, а хлоридов 0,1 % массы пробы. Это означает, что нейтрализация бетона происходила в основном за счет воздействия  $\text{CO}_2$ . Следовательно, карбонизация опережает хлоридную коррозию.

Совместное действие углекислого газа и хлора приводит к образованию наряду с карбонатом и гидрокарбоалюминатом кальция гидрокси-хлорида, гидрохлоралюмината кальция и хлористого кальция [67]. При действии углекислого газа продукты коррозии заполняют поровое пространство и цементирующую часть бетона, уплотняя структуру, уменьшая пористость и увеличивая прочность в нейтрализованном слое. Но величина pH жидкой фазы снижается, т.е. исчерпывается пассивирующее действие бетона.

При взаимодействии хлора с гидроксидом и карбонатом кальция образуются хорошо растворимые гигроскопические соли в виде хлористого кальция, гипохлорита и их производных, трехкальциевого гидрохлоралюмината и гидрохлорферрита. Образующийся раствор хлористого кальция за счет диффузии и капиллярного всасывания перемещается в глубь бетона. В результате перехода значительной части твердой фазы цементного

камня в соляной раствор поверхностный слой бетона становится более пористым и разрушается.

В работах [105-109] приведены результаты исследований железобетонных конструкций Норильского горно-металлургического комбината (НГМК). Установлено, что газозвдушенная эксплуатационная среда промышленных объектов НГМК, содержащая хлор, характеризуется также повышенным содержанием углекислого газа. Конструкции изготовлены из бетона на среднеалюминатном портландцементе классов В12,5-В20, марки по водонепроницаемости W2-W6. Арматура гладкого и периодического профиля из стали Ст.3 и Ст.6. Было выполнено инструментальное обследование железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений с различным сроком службы и агрессивности среды для оценки прочностных и деформативных свойств бетона и арматуры, изменения химического состава бетона, степени коррозионного повреждения арматуры, несущей способности изделий. Установлено, что железобетонные конструкции зданий и сооружений со сроком эксплуатации 15-45 лет имеют разрушения защитного слоя бетона. Наблюдается коррозия арматуры. Многие конструкции находятся в аварийном состоянии (табл. 2.39).

Т а б л и ц а 2 . 3 9

Объект обследования	Срок службы, годы	Параметры эксплуатационной среды		Глубина, мм		Состояние
		влажность, %	концентрация хлора, мг/м <sup>3</sup>	проникновение хлор-ионов	коррозии арматуры	
Отделение приготовления раствора	10-12	70-75	1-2,5	18-32	–	Удовлетворительное
Электролизный передел	12-17	60-87	2,5-15	22-42	1,5-3,4	Неудовлетворительное
Передел сушки хлора	20-30	60-80	2,5-15	27-60	3,8-6,2	Аварийное
Передел синтеза	20-40	75-85	2,0-15	40-68	4,4-7,0	Аварийное
Хлорное отделение	30-40	60-87	2,5-10	40-78	6,5-8,3	Аварийное
Гидрометаллургическое отделение электролиза кобальта	42-46	62-80	2,5-20	40-90	7,0-9,0	Аварийное
Гидрометаллургическое отделение электролиза никеля	40-45	60-90	2-20	42-85	6,8-8,5	Аварийное

Экспериментальные данные и аналитические зависимости продвижения фронта опасных для арматуры концентраций хлоридов и разрушения бетона во времени в сильноагрессивной среде по [109] приведены на рис. 2.51.

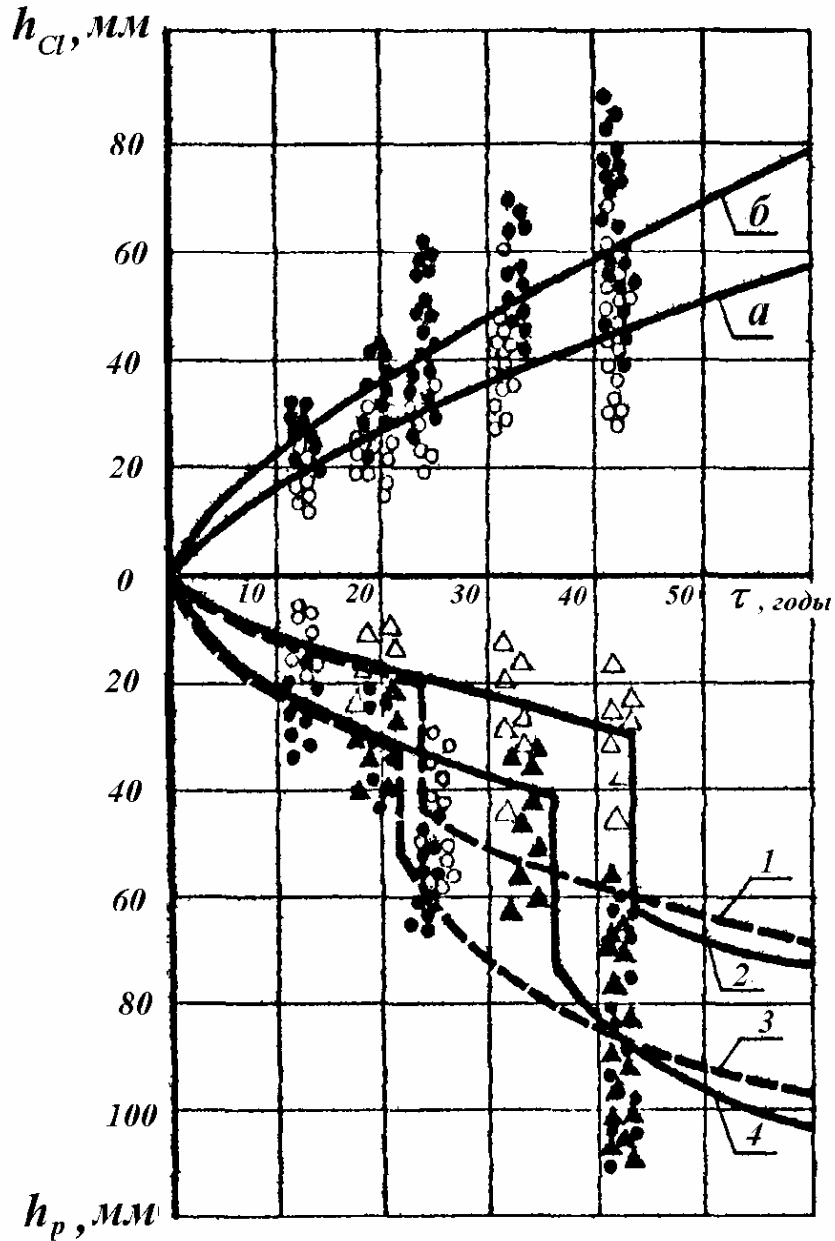


Рис. 2.51. Продвижение вглубь бетона ионов хлора  $h_{Cl}$  и разрушение железобетонных конструкций  $h_p$ :

- , а – сборные конструкции; ○, 1 – то же, при толщине защитного слоя  $a_b = 25$  мм;
- △, 2 – то же, при  $a_b = 35$  мм; ●, б – монолитные конструкции;
- , 3 – то же, при  $a_b = 35$  мм; ▲, 4 – то же, при  $a_b = 45$  мм

Было установлено, что наиболее полно экспериментальные данные перемещения хлоридов описывает зависимость:

$$h_{Cl} = 4,4 \cdot k \tau^{0,7}, \quad (2.228)$$

где  $h_{Cl}$  – глубина проникновения ионов хлора, мм;  $\tau$  – время эксплуатации конструкции, годы;  $k$  – коэффициент, зависящий от технологии изготовления конструкций ( $k = 1$  – для монолитных конструкций,  $k = 0,75$  – для



сборных); 4,4 и 0,7 – эмпирические коэффициенты, зависящие от свойств среды и бетона.

Для карбонизации представлена аналитическая зависимость:

$$h_k = \alpha \sqrt{\tau} = (0,217W + 0,005A_{CO_2} - 20)\sqrt{\tau}, \quad (2.229)$$

где  $\alpha$  – показатель коррозии бетона;  $W$  – относительная влажность воздуха, %;  $A_{CO_2}$  – концентрация углекислого газа, мг/м<sup>3</sup>.

Продвижение фронта разрушения бетона с поверхности в глубь сечения железобетонных конструкций до момента времени образования коррозионных трещин аппроксимируется функцией

$$h_p = a \cdot \tau^{0,7} - b \cdot e^{-c/\tau}, \quad (2.230)$$

где  $h_p$  – глубина разрушения бетона, мм;  $\tau$  – время эксплуатации конструкции, годы;  $a$ ,  $b$  и  $c$  – эмпирические коэффициенты, зависящие от параметров эксплуатационной среды, материала и способа изготовления конструкций (табл. 2.40);  $e$  – основание натурального логарифма.

Т а б л и ц а 2 . 4 0

Значения эмпирических коэффициентов в формулах (2.229), (2.230)

Коэффициенты	Тип конструкций	
	монолитные	сборные
$a$	4,4	3,25
$b$	33	20
$c$	33	12

При сроке службы конструкций, равном или большем времени до образования коррозионных трещин в защитном слое, глубина разрушения бетона монолитных конструкций описывается зависимостью:

$$h_p = (a_b + d)a \cdot (\tau - \tau_b)^{0,7} - b \cdot e^{-c/(\tau - \tau_b)}, \quad (2.231)$$

где  $a_b$  – толщина защитного слоя, мм;  $d$  – диаметр рабочей арматуры, мм;  $\tau_b$  – момент времени образования коррозионных трещин, годы.

Экспериментально установлено, что время начала образования коррозионных трещин в защитном слое бетона, возникающих под действием продуктов коррозии арматуры может быть определено из эмпирических выражений:

– для монолитных конструкций

$$\tau_b = 0,055a_b^{1,7}, \quad (2.232)$$

– для сборных конструкций

$$\tau_b = 0,1a_b^{1,7}, \quad (2.233)$$

где 0,055; 0,1 и 1,7 – эмпирические коэффициенты.

При достижении фронтом опасных для арматуры концентраций хлоридов (0,3 % и более массы цемента), арматура начинает корродировать. На основе статистического анализа многомерных данных установлена зависимость:

$$\delta = \Delta \left[ (\tau - \tau_b) + (\tau_b + \tau_o) e^{-\frac{\tau - \tau_o}{\tau_b - \tau_o}} \right], \quad (2.234)$$

где  $\delta$  – глубина коррозии арматуры, мм;  $\Delta$  – множитель, зависящий от параметров газовой среды и свойств арматурной стали (для сильно-агрессивной среды – 0,25);  $\tau_o$  – время обработки защитного слоя бетона опасными для арматуры концентрациями хлоридов.

Время  $\tau_o$  находится из выражений:

– для монолитных конструкций

$$\tau_o = \exp \left( 1,42 \ln \frac{a_b}{4,4} \right); \quad (2.235)$$

– для сборных конструкций

$$\tau_o = \exp \left( 1,42 \ln \frac{a_b}{3,3} \right). \quad (2.236)$$

Согласно [105], долговечность изделий, эксплуатирующихся в условиях совместного действия хлора и углекислого газа, по фактору пассивирующего действия защитного слоя бетона при решении вопросов ремонтов и технической эксплуатации может быть определена по формулам (2.235) и (2.236).

По фактору совместности работы бетона и арматуры срок службы изделий не должен превышать времени  $\tau_b$  до появления трещин в защитном слое бетона вдоль арматуры, определяемого формулами (2.232), (2.233).

Время эксплуатации  $\tau_s$  по фактору коррозии арматуры определяется из выражения:

$$\tau_s = \frac{\delta}{\Delta} + \tau_b - (\tau_b - \tau_o) \exp \left[ \frac{\delta}{\Delta(\tau_o - \tau_b)} \right], \quad (2.237)$$

где  $\Delta$  – скорость коррозии, мм/год;  $\delta$  – допустимое коррозионное уменьшение диаметра рабочей арматуры.

В статье [104] описано совместное влияние карбонизации и хлоридной агрессии на эксплуатируемую железобетонную мостовую конструкцию. Поскольку в основе обоих процессов лежит диффузионный механизм проникания коррозионных агентов через защитный слой бетона к арматуре, то функции, описывающие оба процесса, имеют подобные по характеру графики, но карбонизация начинается с момента строительства (условно – с момента ввода в эксплуатацию) моста, а достаточно высокий хлоридный

потенциал, приводящий к прониканию хлоридов в бетон в опасной концентрации, создается через несколько лет с момента начала эксплуатации в результате накопления в поверхностном слое концентрации хлорид-иона  $Cl^-$  до величины порядка 0,6-0,8 % от массы цемента. На скорость обоих процессов влияет большое число различных факторов и, следовательно, может реализоваться большое число частных случаев; один из них представлен на рис. 2.52.

В конструкции происходит постепенное накопление хлоридов в приарматурном слое, но коррозия арматуры начинается, когда содержание  $Cl^-$  достигает критического значения, например 0,4 %. Но если в результате продвижения фронта карбонизации приарматурный слой бетона оказывается прокарбонизированным, критическая концентрация  $Cl^-$  меняется скачком и оказывается равной 0,2 %. В реакцию сразу вступают и включаются в работу те хлориды, которые содержались в бетоне, но вследствие высокой щелочности жидкой фазы бетона находились в неактивном состоянии (рис. 2.52). Коррозия стали резко интенсифицируется, она происходит на достаточно протяженных участках арматуры. Быстрое, следующее за этим, отслоение защитного слоя в течение 1-2 лет, наблюдаемое между двумя обследованиями, действительно отмечается на эксплуатируемых мостах.

Анализ показывает, что скачкообразному изменению критической концентрации  $Cl^-$  способствует относительно малая толщина защитного слоя ( $a_{min} \sim 1,5-2,0$  см), сравнительно высокий коэффициент диффузии  $Cl^-$  ( $D \sim 1,0$  см<sup>2</sup>/год) (т.е. параметры конструкции невысокого качества) и относительно низкая концентрация  $C_0$  ( $\sim 0,5$  %).

В статье [110] приводятся результаты эксперимента по исследованию коррозии арматуры в среде, содержащей хлор и углекислый газ. Испытывались железобетонные образцы 40×40×120 мм из портландцемента и кварцевого песка в отношении 1:5 и В/Ц=0,78.

Последовательность проведения испытаний разбивалась на несколько стадий:

1) 24 часа после подготовки в опалубке при температуре 23 °С и относительной влажности 95 %;

2) после распалубки – 7 дней при температуре 19-23 °С и относительной влажности 45-55 %;

3) образцы были разделены на три равные группы, подвергавшиеся разным воздействиям:

а) карбонизация при концентрации  $CO_2$  15 %, температуре 30 °С и влажности 60 %;

б) проникание насыщенного раствора хлоридов натрия, кальция и магния с концентрациями, соответственно, 16 %, 27,3 % и 26,3 % от массы раствора;

в) проникание этих же насыщенных растворов с последующей карбонизацией.

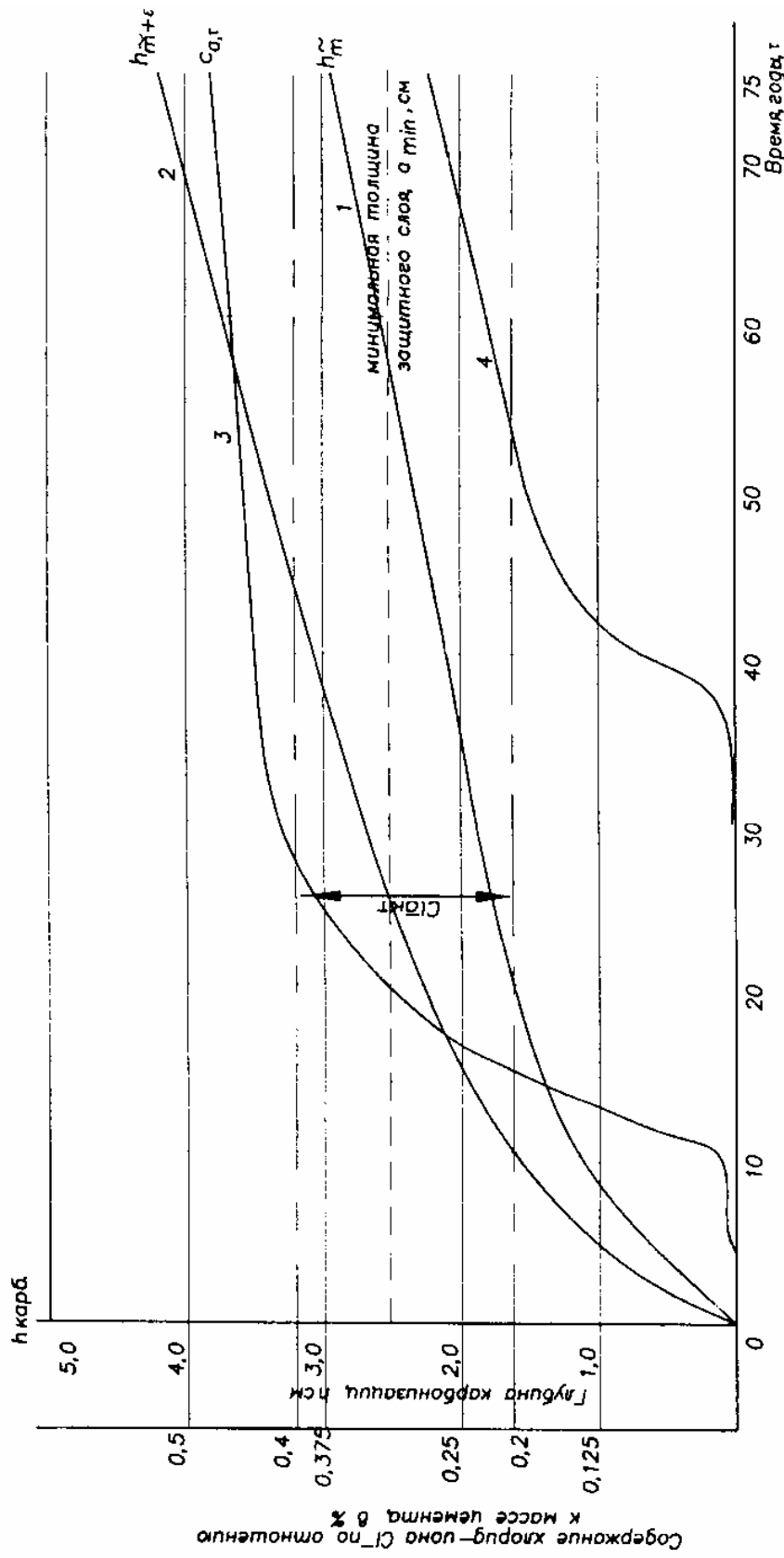


Рис. 2.52. Динамика развития коррозионных процессов во времени:

1 – кривая фронта карбонизации при  $A=0,35 \text{ см/год}^{0,5}$  (математическое ожидание); 2 – то же, верхняя доверительная граница при  $\sigma_h = 0,2\tilde{m}$  и  $t_\beta = 1,96$ ; 3 – кривая проникновения хлорид-иона (содержание  $\text{Cl}^-$  % в приарматурном слое) при  $a_{\min} = 2,5 \text{ см}$ ;

$D = 0,5 \text{ см}^2/\text{год}$ ,  $C_0 = 0,6 \%$ ;  $\leftarrow \rightarrow$  количество активизирующегося хлорид-иона, вступающего в реакцию с железом вследствие карбонизации приарматурного слоя бетона; 4 – кривая проникновения хлорид-иона (содержание  $\text{Cl}^-$  % в приарматурном слое) при  $a_{\min} = 3,5 \text{ см}$ ;  $D = 0,13 \text{ см}^2/\text{год}$ ,  $C_0 = 0,6 \%$

На образцы оказывалось циклическое воздействие: 7 ч выдержки (экспозиции) при температуре 50 °С, охлаждение в течении 1 часа в нормальных условиях и погружение в насыщенный раствор хлоридов при нормальной температуре.

Зависимости коррозии арматуры от различных случаев агрессивного воздействия приведены на рис. 2.53 и 2.54.

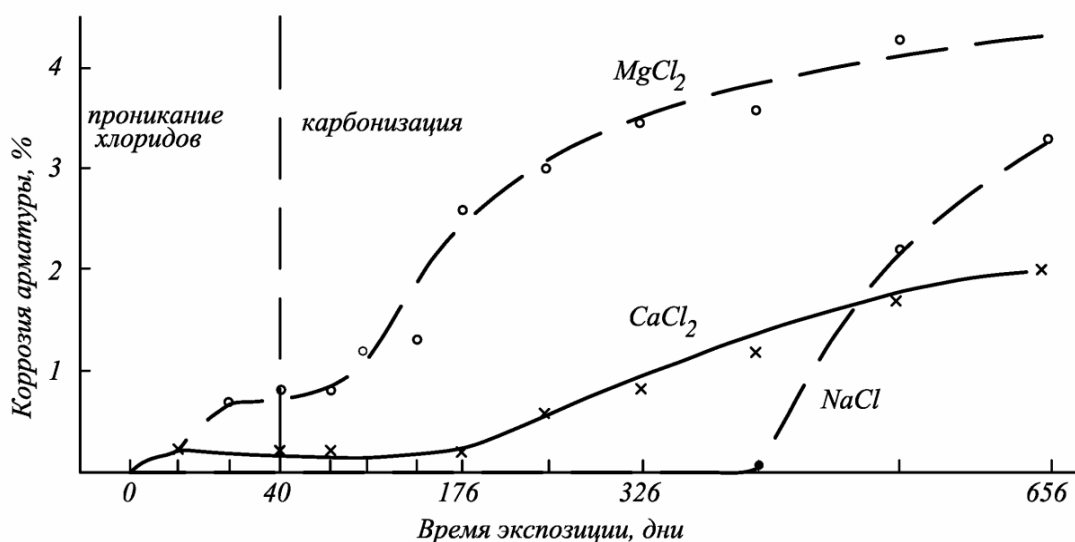


Рис. 2.53. Уменьшение сечения арматуры в результате коррозии у образцов при проникании хлоридных растворов и впоследствии подверженных карбонизации

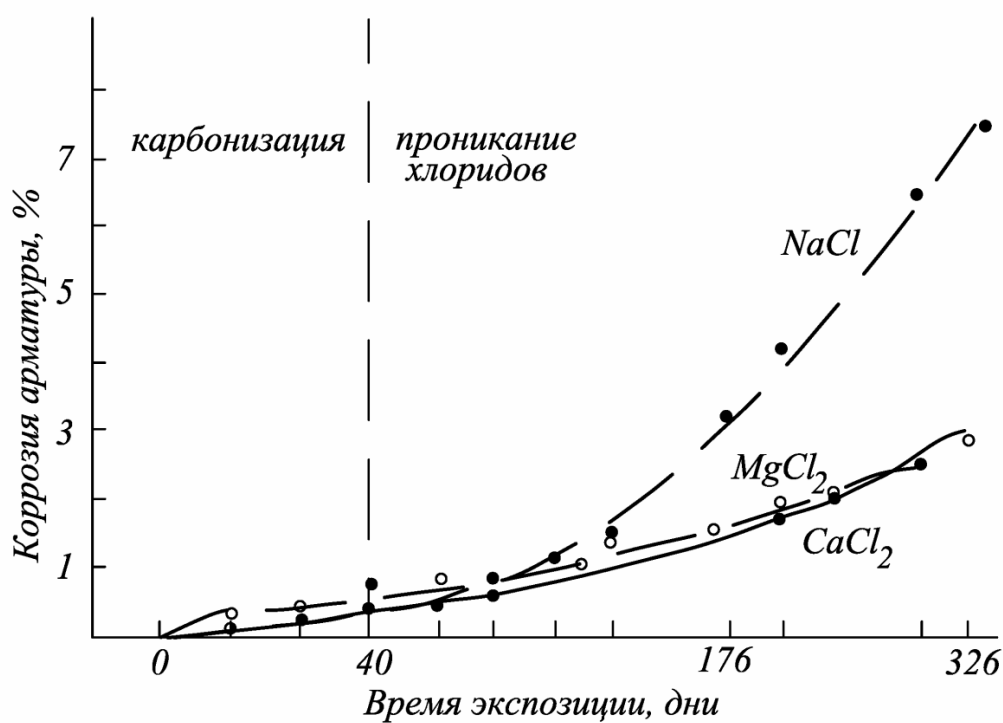


Рис. 2.54. Уменьшение сечения арматуры в результате коррозии у образцов при карбонизации и впоследствии подверженных прониканию хлоридных растворов

Автором статьи [110] сделаны следующие выводы:

1. Карбонизация бетона предшествующая прониканию хлоридов в бетон является фактором, значительно ускоряющим скорость и интенсивность коррозии арматуры, по сравнению, с обратной последовательностью.

2. Растворы хлоридов кальция и магния показали практически одинаковую агрессивность по сравнению с раствором хлорида натрия. Раствор хлорида натрия, несмотря на меньшую концентрацию, показал наибольшую агрессивность.

3. С практической точки зрения наиболее важны следующие результаты:

а) для уменьшения опасности коррозии арматуры следует использовать соли-антиобледенители на основе хлоридов кальция и магния;

б) фактически, карбонизации бетона предшествует интенсификации хлоридной коррозии, что неблагоприятно сказывается на конструкции. Это происходит, потому что бетон всегда подвержен воздействию углекислого газа, а соли-антиобледенители используются только в зимнее время.

### 2.8.2. Построение математической модели процесса карбонизации

В настоящее время существует ряд моделей, описывающих процесс карбонизации. Сюда можно отнести как простые модели, которые позволяют определять только глубину карбонизации  $\delta$  в момент времени  $t$ , так и сложные модели, в которых физические и химические процессы карбонизации бетона представлены в виде элементарных процессов, каждый из которых описан дифференциальным уравнением. Однако использование сложных моделей весьма затруднительно, и прежде всего из-за трудностей идентификации, связанной как с большим количеством подлежащих определению коэффициентов и функций, так и с недостатком и трудностью определения необходимых для этого экспериментальных данных.

На практике глубину карбонизации бетона чаще всего определяют по изменению величины водородного показателя рН с помощью раствора фенолфталеина. Но в работе [111] сделан вывод о том, что указанный подход к определению глубины карбонизации не совсем правильный, так как он позволяет определять только глубину, на которой  $\text{pH} < 9-9,5$ , что не обязательно соответствует истинной глубине карбонизации.

Поэтому возникла необходимость в построении модели, которая, с одной стороны, позволяла бы достаточно просто, но в то же время корректно, описывать процесс карбонизации, а с другой стороны, позволяла бы прогнозировать изменение напряженно-деформированного состояния железобетонного конструктивного элемента в условиях карбонизации.

Для построения модели карбонизации опишем процесс карбонизации, которая продолжается в карбонизированном слое бетона при увеличении концентрации  $\text{CaCO}_3$  до полного израсходования  $\text{Ca(OH)}_2$  (рис. 2.55, а,б,в),

с использованием специально вводимого параметра химического взаимодействия  $\mu$ , изменяющегося от 0 до 1 (рис. 2.55, г):

$$\mu = \frac{C_{\text{тек}}^{\text{CaCO}_3}}{C_{\text{max}}^{\text{CaCO}_3}}, \quad (2.238)$$

где  $C_{\text{тек}}^{\text{CaCO}_3}$  – концентрация  $\text{CaCO}_3$  в заданной точке сечения;  $C_{\text{max}}^{\text{CaCO}_3}$  – максимальная концентрация  $\text{CaCO}_3$  (реакция уже завершилась).

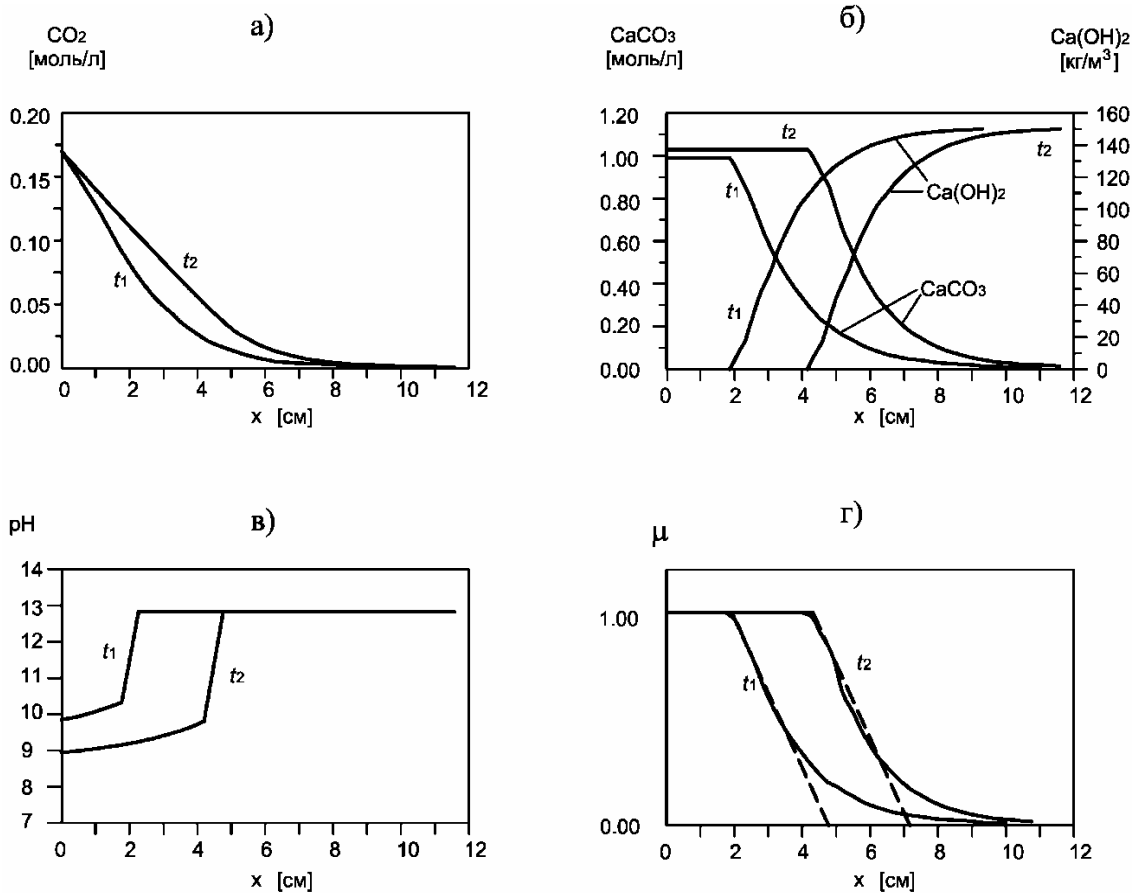


Рис. 2.55. Распределение углекислого газа (а), гидроксида и карбоната кальция (б), водородного показателя (в) и параметра химического взаимодействия  $\mu$  (г) по глубине бетонного сечения в моменты времени  $t_1$  и  $t_2$

Скалярный параметр химического взаимодействия  $\mu$  ( $0 \leq \mu \leq 1$ ) характеризует уровень химических превращений в точке конструкции при взаимодействии углекислого газа с гидроксидом кальция, при котором образуется карбонат кальция. При  $\mu \approx 0$  – карбонизация в точке ещё не началась, при  $0 < \mu < 1$  – происходит процесс карбонизации, при  $\mu = 1$  – процесс карбонизации завершился (рис. 2.55, г).

В качестве экспериментальных будем использовать данные, полученные японскими учеными и представленные в работах [112, 113] (рис. 2.55, а,б,в).

Анализ кинетики происходящих реакций позволяет конкретизировать уравнение химического взаимодействия в виде:

$$\frac{d\mu}{dt} = q\mu(1 - \mu), \quad (2.239)$$

с начальным условием:

$$t = 0, \mu = \mu_0.$$

Здесь  $q$  – коэффициент, учитывающий свойства материала и интенсивность воздействия окружающей среды.

Решение уравнения (2.239) при  $q = \text{const}$  имеет вид логистической кривой,

$$\mu = \left(1 + g_0 e^{-qt}\right)^{-1}, \quad g_0 = (1 - \mu_0)/\mu_0, \quad (2.240)$$

график которой приведен на рис. 2.56 пунктиром:

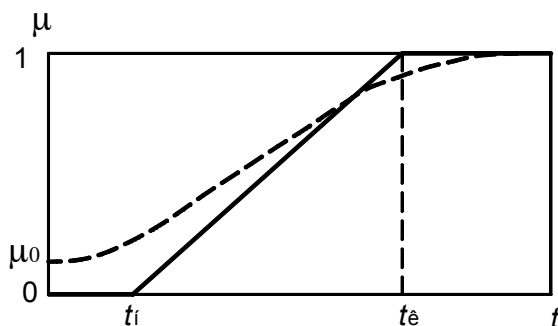


Рис. 2.56. Изменение параметра химического взаимодействия  $\mu$  во времени

Так как при  $t < t_{\text{н}}$  изменений свойств материала еще не происходит, а при  $t > t_{\text{к}}$  уже не происходит, то логистическую кривую без особой погрешности можно аппроксимировать трехзвенной ломаной (сплошная линия на рис. 2.56).

Тогда кинетика взаимодействия будет описываться трехчленной функцией  $\mu(t)$ :

$$\mu = \begin{cases} 0, & \text{при } t < t_{\text{н}}; \\ (t - t_{\text{н}}) / (t_{\text{к}} - t_{\text{н}}), & \text{при } t_{\text{н}} < t < t_{\text{к}}; \\ 1 & \text{при } t \geq t_{\text{к}}, \end{cases} \quad (2.241)$$

где  $t_{\text{н}} = \eta C^m$  – продолжительность инкубационного периода, в течение которого не происходит изменение свойств материала;  $t_{\text{к}} = \gamma C^k$  – момент завершения химических превращений в материале. Здесь  $\eta$ ,  $\gamma$ ,  $m$ ,  $k$  – константы материала,  $C = C(x, y, z, t)$  – концентрация углекислого газа в точке с координатами  $x, y, z$  в момент времени  $t$ .

В качестве модели проникания углекислого газа в бетон можно использовать уравнение диффузии. При одномерном процессе диффузии во



многих случаях хорошие результаты дает использование модели проникания в форме размытого фронта [4]:

$$C(x,t) = \begin{cases} 0, & x > L(t), \\ C_0 \left( 1 - \alpha \frac{x}{L} + \beta \frac{x^2}{L^2} \right), & x \leq L(t), \end{cases} \quad (2.242)$$

где  $x$  – координата точки сечения;  $t$  – время;  $C_0$  – концентрация агрессивной среды на поверхности конструктивного элемента;  $\alpha$ ,  $\beta$  – коэффициенты;  $L(t)$  – закон продвижения границы размытого фронта карбонизации вглубь конструктивного элемента:

$$L(t) = \lambda t^r, \quad (2.243)$$

где  $\lambda$ ,  $r$  – эмпирические коэффициенты.

Значения коэффициентов  $\alpha$ ,  $\beta$  в (2.242) определим из граничных условий. Из условия равенства нулю концентрации на границе размытого фронта получим:

$$x = L, C(L,t) = 0: 1 - \alpha + \beta L = 0, \quad (2.244)$$

Из условия равенства нулю производной на границе размытого фронта, так как касательная к графику размытого фронта в этой точке горизонтальна, найдем:

$$\left. \frac{dC}{dx} \right|_{x=L} = 0: -\alpha \frac{1}{L} + 2\beta = 0. \quad (2.245)$$

Из совместного решения уравнений (2.244) и (2.245):  $\alpha = 2$ ,  $\beta = 1/L$ . С учетом этого модель проникания (2.242) примет вид:

$$C(x,t) = \begin{cases} 0, & x > L(t), \\ C_0 \left( 1 - \frac{2x}{L} + \frac{x^2}{L^2} \right), & x \leq L(t). \end{cases} \quad (2.246)$$

По экспериментальным данным, которые показаны на рис. 2.55, а-г, были вычислены коэффициенты, входящие в уравнения (2.241), (2.243):  $\lambda = 7,135$  см/сут<sup>0,045</sup>;  $n = 0,045$ ;  $\eta = 27,6675$  сут(моль/л)<sup>0,9717</sup>;  $m = -0,9717$ ;  $\gamma = 17,9987$  сут(моль/л)<sup>1,5826</sup>;  $k = -1,5826$ .

С использованием полученных коэффициентов, была построена теоретическая кривая распределения концентрации углекислого газа по сечению железобетонного конструктивного элемента. На рис. 2.57 показаны экспериментальные и теоретические кривые распределения концентрации углекислого газа. В табл. 2.41 приведены экспериментальные значения концентрации углекислого газа по толщине сечения и теоретические

значения, полученные при аппроксимации экспериментальных значений зависимостью (2.246).

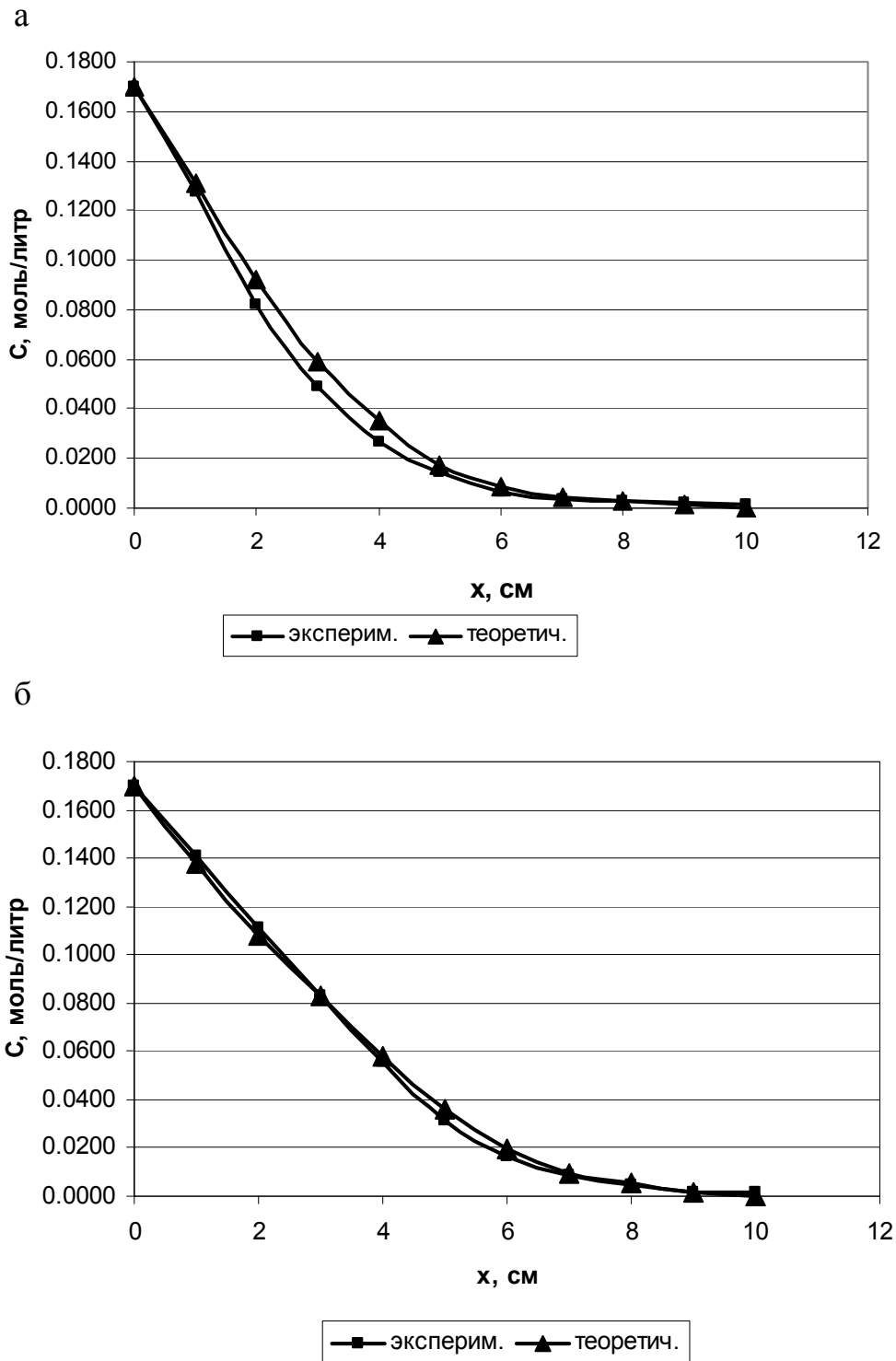


Рис. 2.57. Концентрация углекислого газа в бетоне:  
а –  $t = 600$  сут; б –  $t = 1800$  сут

Таблица 2.41

$t = 600$ сут				$t = 1800$ сут			
$x, \text{ см}$	$C_{\text{эксп}}, \text{ моль/л}$	$C_{\text{теор}}, \text{ моль/л}$	$\Delta, \%$	$x, \text{ см}$	$C_{\text{эксп}}, \text{ моль/л}$	$C_{\text{теор}}, \text{ моль/л}$	$\Delta, \%$
0	0,1700	0,1700	0,00	0	0,1700	0,1700	0,00
1	0,1278	0,1310	2,44	1	0,1412	0,1374	2,74
2	0,0818	0,0920	11,09	2	0,1113	0,1083	2,73
3	0,0487	0,0590	17,46	3	0,0833	0,0827	0,73
4	0,0266	0,0350	24,00	4	0,0557	0,0581	4,14
5	0,0142	0,0170	16,47	5	0,0314	0,0360	12,73
6	0,0068	0,0090	24,44	6	0,0162	0,0199	18,64
7	0,0037	0,0040	7,50	7	0,0085	0,0097	12,36
8	0,0029	0,0030	3,33	8	0,0044	0,0053	17,68
9	0,0022	0,0017	29,41	9	0,0019	0,0014	31,06
10	0,0014	0,0000	–	10	0,0018	0,0000	–

Предложенная модель, основанная на введенном параметре химического взаимодействия  $\mu$ , кинетическом уравнении для него (2.239) или упрощенной аппроксимации его решения (2.241) с учетом (2.246) позволяет более корректно описать процесс карбонизации железобетонных конструкций, приводящий к деградации бетона и коррозии арматуры.

### 2.8.3. Модель деформирования железобетона в условиях совместного воздействия хлоридсодержащей среды и карбонизации

Модель в данном случае представляет собой сочетание моделей нагружения, конструктивного элемента, воздействия агрессивной среды (карбонизации и хлоридной коррозии), деформирования материала с учетом изменений, вызванных действием агрессивной среды и модели коррозионного износа арматуры [114].

При построении модели деформирования бетон рассматривается как нелинейный, разномодульный материал. Диаграмма деформирования бетона принимается в виде кубической параболы:

$$\sigma = \begin{cases} A_{0p}\varepsilon - B_{0p}\varepsilon^3, & \sigma > 0; \\ A_{0c}\varepsilon - B_{0c}\varepsilon^3, & \sigma < 0, \end{cases} \quad (2.247)$$

которая учитывает различную работу бетона при растяжении (р) и сжатии (с).

В виду того, что пока не обнаруживается полного спектра экспериментальных данных по совместному влиянию и карбонизации, и хлоридной коррозии на кинетику деградации бетона, то для учета этого влияния на процесс деформирования используем следующую гипотезу. Находим функции влияния от воздействия каждого фактора по отдельности, а затем

просто перемножаем эти функции влияния, тем самым, учитывая их совместное воздействие:

$$\sigma = \begin{cases} A_{0p}\chi_1(\mu)\psi_1(C)\varepsilon - B_{0p}\chi_2(\mu)\psi_2(C)\varepsilon^3, & \sigma > 0; \\ A_{0c}\chi_1(\mu)\psi_1(C)\varepsilon - B_{0c}\chi_2(\mu)\psi_2(C)\varepsilon^3, & \sigma < 0, \end{cases} \quad (2.248)$$

где  $\psi(C)$  – функция влияния хлоридной коррозии;  $\chi(\mu)$  – функция влияния карбонизации;  $C$  – концентрация хлоридов.

Анализ имеющихся в литературе экспериментальных данных по влиянию хлоридной коррозии и карбонизации железобетона на механические характеристики арматурных сталей позволяют заключить, что данное воздействие не сказывается на характере кривой деформирования образцов ненапрягаемой арматуры. Поэтому при совместном воздействии на железобетон карбонизации и хлоридной коррозии модель деформирования арматуры имеет вид:

$$\sigma = A\varepsilon^m, \quad (2.249)$$

где  $A$ ,  $m$  – коэффициенты, определяемые из условия наилучшей аппроксимации кривых одноосного деформирования образцов арматурной стали.

Модель коррозионного износа арматуры принимается в виде [6]:

$$\delta = \begin{cases} 0, & t \leq t_{inc}; \\ \alpha(t - t_{inc})^\beta, & t > t_{inc} \end{cases} \quad (2.250)$$

где  $\delta$  – глубина коррозии арматуры;  $t_{inc}$  – инкубационный период.

При карбонизации бетона критическая концентрация хлоридов, при которой начинается коррозия арматуры, уменьшается в два раза, т.е.  $C_{кр}^к = C_{кр}^н / 2$ . Следовательно, и инкубационный период при карбонизации будет меньше, т.е.  $t_{inc}^{карб.} < t_{inc}^{без карб.}$ .

Рассмотрим два случая изменения критической концентрации хлоридов (при которой начинается коррозия арматуры).

*Случай 1.* Критическая концентрация хлоридов изменяется скачкообразно (рис. 2.58). Такого случая придерживается подавляющее число исследователей. В рамках настоящей работы также будем придерживаться этого случая: при достижении в точке сечения железобетонного элемента критического значения параметра химического взаимодействия  $\mu_{кр}$ , в этой точке происходит уменьшения критической концентрации хлоридов в два раза.

*Случай 2.* Критическая концентрация хлоридов уменьшается не скачкообразно, а имеет некоторую переходную зону (рис. 2.59).

Как показывают некоторые экспериментальные данные, карбонизация продвигается в железобетон не сплошным фронтом, а размытым. Имеется

переходная зона, в которой критическая концентрация хлоридов изменяется по некоторому закону.

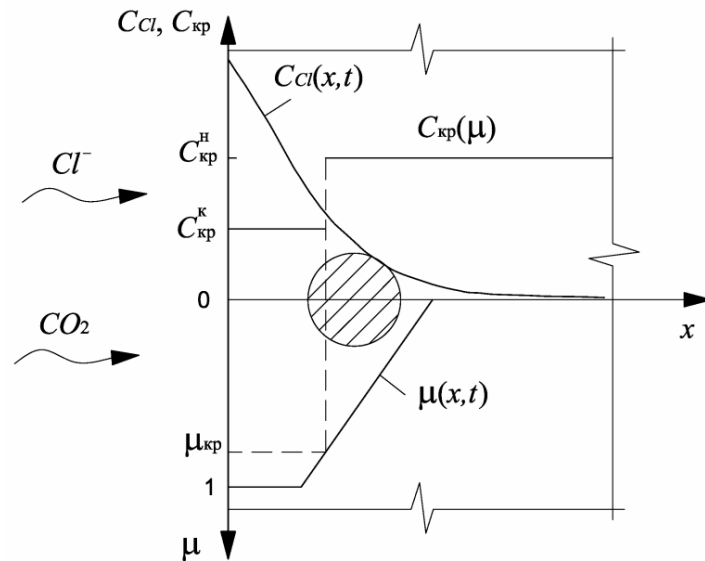


Рис. 2.58. Схема проникновения хлоридов и углекислого газа в железобетонный элемент (случай 1)

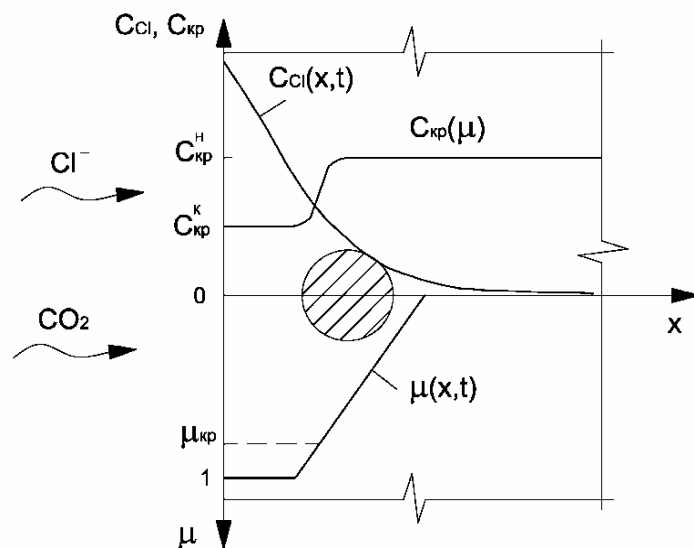


Рис. 2.59. Схема проникновения хлоридов и углекислого газа в железобетонный элемент (случай 2)

При оценке напряженного состояния железобетонной конструкции (в т.ч. и мостовой), необходимо учитывать различные варианты воздействия агрессивной среды.

В табл. 2.42 приводятся случаи воздействия агрессивной среды (на примере хлоридов и углекислого газа) на железобетонный конструктивный элемент.

Таблица 2.42

## Случаи воздействия агрессивной среды на железобетонный элемент

Случаи воздействия Измеряемый параметр	Нет агрессивного воздействия	Только CO <sub>2</sub>		Только Cl		Совместное воздействие CO <sub>2</sub> и Cl				
		«Фронт» карбонизации не достиг арматуры $t < t_{inc}^{карб.}$	«Фронт» карбонизации достиг арматуры $t \geq t_{inc}^{карб.}$	«Фронт» хлоридов не достиг арматуры $t < t_{inc}^{Cl}$	«Фронт» хлоридов достиг арматуры $t \geq t_{inc}^{Cl}$	«Фронты» не достигли арматуры $t < t_{inc}^{карб.}$ $t < t_{inc}^{Cl}$	«Фронт» хлоридов достиг арматуры $t < t_{inc}^{карб.}$ $t \geq t_{inc}^{Cl}$	«Фронт» карбонизации достиг арматуры $t \geq t_{inc}^{карб.}$ $t < t_{inc}^{Cl}$	«Фронт» карбонизации достиг арматуры $t \geq t_{inc}^{карб.}$ $t \geq t_{inc}^{Cl}$	Оба «фронта» достигли арматуры
Время эксплуатации конструкции	$t = 0$	$t < t_{inc}^{карб.}$	$t \geq t_{inc}^{карб.}$	$t < t_{inc}^{Cl}$	$t \geq t_{inc}^{Cl}$	$t < t_{inc}^{карб.}$ $t < t_{inc}^{Cl}$	$t < t_{inc}^{карб.}$ $t \geq t_{inc}^{Cl}$	$t \geq t_{inc}^{карб.}$ $t < t_{inc}^{Cl}$	$t \geq t_{inc}^{карб.}$ $t \geq t_{inc}^{Cl}$	$t \geq t_{inc}^{карб.}$ $t \geq t_{inc}^{Cl}$
Параметр химического взаимодействия на уровне арматуры	$\mu = 0$	$\mu < \mu_{кр}$	$\mu \geq \mu_{кр}$	$\mu = 0$	$\mu = 0$			$\mu < \mu_{кр}$	$\mu \geq \mu_{кр}$	$\mu \geq \mu_{кр}$
Концентрация хлоридов на уровне арматуры	$C = 0$	$C = 0$	$C = 0$	$C < C_{кр}$	$C \geq C_{кр}$	$C < C_{кр}$	$C \geq C_{кр}$	$C < C_{кр}$	$C < C_{кр}$	$C \geq C_{кр}$
Напряжение в бетоне, $\sigma_6$	$A_0 \varepsilon - B_0 \varepsilon^3$	$A_0 \chi_1(\mu) \varepsilon - B_0 \chi_2(\mu) \varepsilon^3$	$A_0 \chi_1(\mu) \varepsilon - B_0 \chi_2(\mu) \varepsilon^3$	$A_0 \psi_1(C) \varepsilon - B_0 \psi_2(C) \varepsilon^3$	$A_0 \psi_1(C) \varepsilon - B_0 \psi_2(C) \varepsilon^3$	$A_0 \chi_1(\mu) \psi_1(C) \varepsilon - B_0 \chi_2(\mu) \psi_2(C) \varepsilon^3$				
Напряжение в арматуре	$\sigma_a = a\varepsilon^m$									
Глубина коррозии арматуры, $\delta$	0		$\alpha(t - t_{inc}^{карб.})^\beta$	0	$\alpha(t - t_{inc}^{Cl})^\beta$	0	$\alpha(t - t_{inc}^{Cl})^\beta$	$\alpha(t - t_{inc}^{карб.})^\beta$	$\alpha(t - t_{inc}^{карб.})^\beta$	$\alpha(t - t_{inc})^\beta$

Здесь  $t_{inc}^{карб.}$ ,  $t_{inc}^{Cl}$  – соответственно, инкубационный период коррозии арматуры при карбонизации и при проникании хлоридов.

Учитывается, что коррозия арматуры может начаться не только при воздействии хлоридов, но и в результате карбонизации. По аналогии с хлоридной коррозией принято, что коррозия арматуры начинается при достижении у ее поверхности некоторой критической величины параметра химического взаимодействия  $\mu_{кр}$ .

В табл. 2.42 под «фронтом» понимается наличие в данной точке железобетонного элемента критической концентрации хлоридов  $C = C_{кр}$  или величины параметра химического взаимодействия  $\mu = \mu_{кр}$ .

#### 2.8.4. Модель деформирования сжимаемого железобетонного конструктивного элемента, подвергающегося воздействию хлоридсодержащей среды и карбонизации

Рассмотрим модель деформирования сжимаемого конструктивного элемента из железобетона, подвергающегося воздействию агрессивной хлоридсодержащей среды и карбонизации (стойка опоры моста). Модель в данном случае представляет собой сочетание моделей конструктивного элемента, воздействия хлоридной коррозии и карбонизации, деформирования материала с учетом изменений, вызванных действием хлоридной коррозии и карбонизации, коррозионного износа арматуры и наступления предельного состояния.

Модели проникания агрессивной хлоридсодержащей среды и углекислого газа в железобетон в соответствии с концепцией размытого фронта имеют вид:

$$C(\rho, t) = C_0 + \frac{C_0}{L(t)}(\rho - R), \quad (2.251)$$

где  $L(t)$  – закон продвижения границы размытого фронта для хлоридсодержащей среды и углекислого газа (2.243) вглубь конструктивного элемента,

$$L(t) = \alpha t^n; \quad (2.252)$$

здесь  $\alpha$ ,  $n$  – коэффициенты, определяемые из экспериментов.

Модель деформирования материала имеет вид:

– для здорового бетона:

$$\sigma = A_c \varepsilon - B_c \varepsilon^3; \quad (2.253)$$

– для бетона, подверженного хлоридной коррозии:

$$\sigma = A_c(C) \varepsilon - B_c(C) \varepsilon^3; \quad (2.254)$$

– для бетона, подверженного карбонизации:

$$\sigma = A_c(\mu) \varepsilon - B_c(\mu) \varepsilon^3; \quad (2.255)$$

– для бетона, подверженного и карбонизации и хлоридной коррозии:

$$\sigma = A_c(C, \mu)\varepsilon - B_c(C, \mu)\varepsilon^3; \quad (2.256)$$

– для стальной арматуры:

$$\sigma = a\varepsilon^m. \quad (2.257)$$

Модель коррозионного износа арматуры имеет вид (2.250).

Принимается, что предельное состояние конструктивного элемента может наступить вследствие достижения напряжениями в любой точке неповрежденной и поврежденной части сечения некоторого опасного уровня. Для бетона этот уровень соответствует максимальным сжимающим напряжениям на диаграмме деформирования, для стальной арматуры – пределу текучести.

Вывод уравнений деформирования железобетонной стойки, подвергающегося воздействию нагрузки, агрессивной хлоридсодержащей среды и карбонизации, рассмотрим на примере стойки опоры сплошного сечения (рис. 2.60).

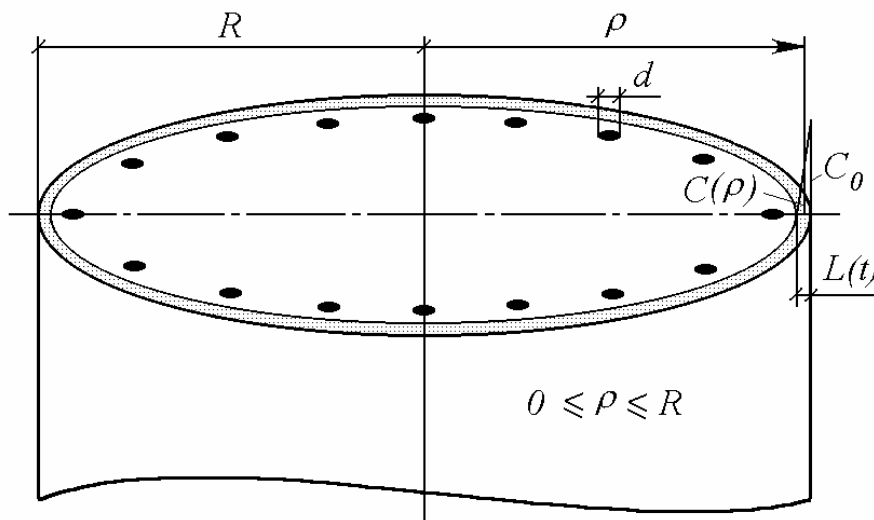


Рис. 2.60. Железобетонная стойка сплошного сечения

В качестве модели коррозионного износа арматуры будем использовать соотношение (2.250). Рассмотрим стадии работы сжатой стойки опоры сплошного поперечного сечения (см. рис. 2.60) в агрессивной среде при различных моделях коррозионного износа арматуры.



*Схема стадийности работы сплошного стержневого железобетонного конструктивного элемента при проникании хлоридсодержащей среды и углекислого газа в сечение извне*

Стадия 0: карбонизация и хлоридная коррозия отсутствуют. Конструктивный элемент нагружается центрально приложенной сжимающей силой  $N$ .

Стадия 1: установление граничных условий для модели воздействия среды. Считается, что концентрации хлоридов и углекислого газа на поверхности конструктивного элемента увеличивается от 0 до  $C_0$  за определенный промежуток времени  $t_{тр}$ .

Стадия 2: происходит проникание хлоридов и углекислого газа в бетон и деградация бетона защитного слоя. Эта стадия длится до момента времени, когда концентрация хлоридов в точке центра тяжести арматурного стержня достигает критического уровня  $C_{кр}$  или произойдет полная карбонизация защитного слоя (параметр химического взаимодействия в точке центра тяжести арматурного стержня достигнет уровня  $\mu_{кр}$ ). Этот период времени называется инкубационным периодом  $t_{inc}$ .

Стадия 3 продолжается от момента времени  $t_{inc}$  до момента времени  $t_{см}$ , когда движущиеся навстречу друг другу противоположные фронты смыкаются. На этой стадии продолжается деградация бетона, а также начинается и происходит коррозионный износ арматуры.

*Стадия 0:* карбонизация и хлоридная коррозия отсутствуют (рис. 2.61, а). Стойка нагружается центрально приложенной сжимающей силой  $N$ . Уравнение равновесия для сжимаемого стержня имеет вид

$$N = N_s + N_c, \quad (2.258)$$

где  $N$  – действующее на стойку сжимающее усилие;  $N_s$  – усилие, воспринимаемое арматурой;  $N_c$  – усилие, воспринимаемое бетоном.

$$N_s = \sigma_s \cdot \sum_{i=1}^{n_s} F_{si}; \quad (2.259)$$

$$N_c = \iint_{F_c} \sigma_c dF_c = \int_0^R \sigma_c 2\pi r dr. \quad (2.260)$$

В этих формулах:  $\sigma_s$  – напряжение в арматуре;  $F_{si}$  – площадь сечения  $i$ -го арматурного стержня;  $n_s$  – количество арматурных стержней;  $\sigma_c$  – напряжение в бетоне;  $F_c$  – площадь поперечного сечения элемента, занятая бетоном;  $\rho$  – координата вдоль радиуса круглого сечения.

Подставляя (2.253), (2.257) в (2.260) и интегрируя, получим уравнение относительно деформации  $\varepsilon$ :

$$N = \varepsilon \alpha_{01} - \varepsilon^3 \alpha_{02} + \varepsilon^m \alpha_{03}, \quad (2.261)$$

где

$$\alpha_{01} = A_c \pi R^2; \quad \alpha_{02} = B_c \pi R^2; \quad \alpha_{03} = a \frac{\pi}{4} \sum_{i=1}^{n_s} d_{0i}^2. \quad (2.262)$$

По известному из решения (2.261) значению  $\varepsilon$  находятся напряжения в бетоне (2.253) и арматуре (2.257). Данная последовательность действий выполняется и для следующих стадий.

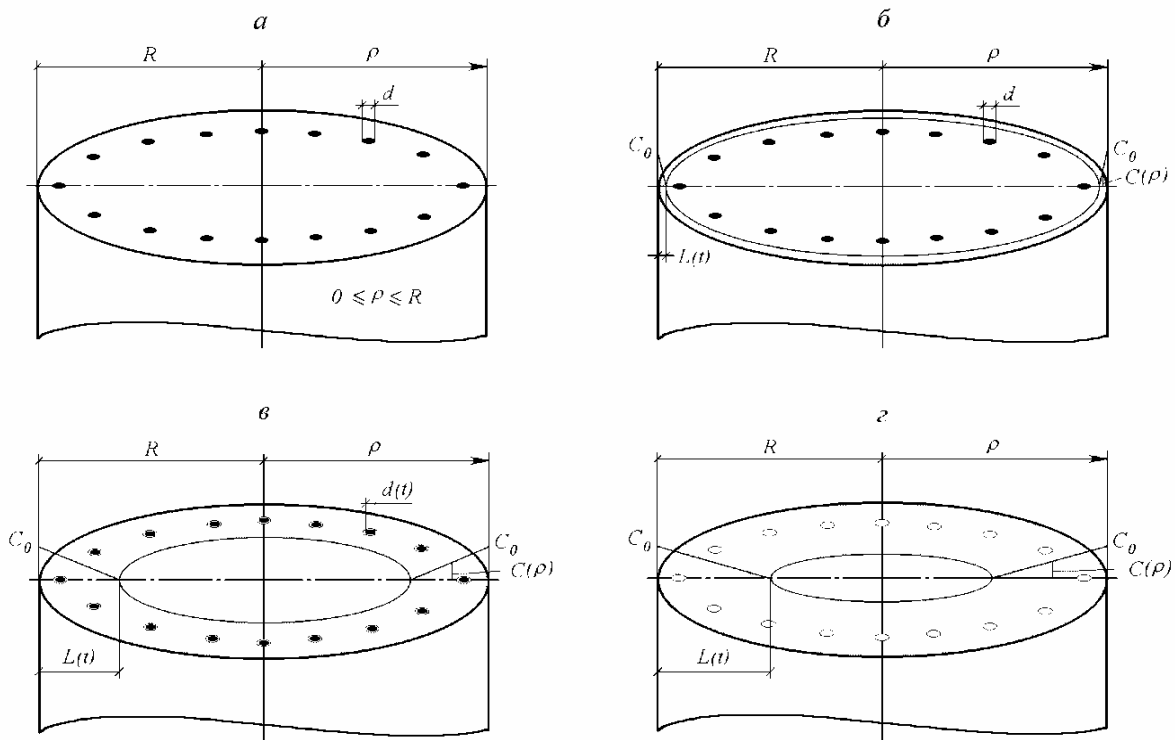


Рис. 2.61

*Стадия 1:* устанавливаются граничные условия для модели воздействия среды: концентрации хлоридов и углекислого газа на поверхности конструктивного элемента увеличивается от 0 до  $C_0$  за некоторое время  $t_{гр}$  (рис. 2.61, б). Продолжительность этой стадии:  $0 < t \leq t_{гр}$ .

Уравнение относительно деформации  $\varepsilon$  имеет вид

$$N = \varepsilon \alpha_{11} - \varepsilon^3 \alpha_{12} + \varepsilon^m \alpha_{13}, \quad (2.263)$$

где

$$\begin{aligned}\alpha_{11} &= \pi \left[ A_c R^2 - k_{ca} C_0(t) \alpha \sqrt{t} \left( R - \frac{1}{3} \alpha \sqrt{t} \right) \right]; \\ \alpha_{12} &= \pi \left[ B_c R^2 - k_{cb} C_0(t) \alpha \sqrt{t} \left( R - \frac{1}{3} \alpha \sqrt{t} \right) \right];\end{aligned}\quad (2.264)$$

$$\alpha_{13} = \alpha_{03}.$$

*Стадия 2:* происходит проникание хлоридов и углекислого газа в бетон и деградация бетона защитного слоя (рис. 2.61, б). Продолжительность этой стадии:  $t_{гр} < t \leq t_{inc}$ , где  $t_{inc}$  определяется по формуле

$$t_{inc} = \left( \frac{C_0 \left( a_3 + \frac{d}{2} \right)}{\alpha (C_0 - C_{кр})} \right)^2, \quad (2.265)$$

где  $a_3$  – толщина защитного слоя бетона. Уравнение равновесия после необходимых преобразований имеет вид

$$N = \varepsilon \alpha_{21} - \varepsilon^3 \alpha_{22} + \varepsilon^m \alpha_{23}, \quad (2.266)$$

где

$$\begin{aligned}\alpha_{21} &= \pi \left[ A_c R^2 - k_{ca} C_0 \alpha \sqrt{t} \left( R - \frac{1}{3} \alpha \sqrt{t} \right) \right]; \\ \alpha_{22} &= \pi \left[ B_c R^2 - k_{cb} C_0 \alpha \sqrt{t} \left( R - \frac{1}{3} \alpha \sqrt{t} \right) \right];\end{aligned}\quad (2.267)$$

$$\alpha_{23} = \alpha_{03}.$$

*Стадия 3:* продолжается деградация бетона; начинается, происходит и заканчивается коррозионный износ арматуры (рис. 2.61, в). Продолжительность этой стадии:  $t_{inc} < t \leq t_{кор}$ . Уравнение равновесия после необходимых преобразований имеет вид

$$N = \varepsilon \alpha_{31} - \varepsilon^3 \alpha_{32} + \varepsilon^m \alpha_{33}, \quad (2.268)$$

где

$$\alpha_{31} = \alpha_{21}; \quad \alpha_{32} = \alpha_{22}; \quad \alpha_{33} = a \frac{\pi}{4} \sum_{i=1}^{n_s} \left( d_{0i} - 2k(t - t_{inc}) \right)^2. \quad (2.269)$$

Методика расчета железобетонной стойки включает три этапа: этап силового нагружения (1), этап погружения элемента в агрессивную среду, вызывающую хлоридную коррозию и карбонизацию (2) и этап деформирования стержня во времени с учетом изменения механических свойств материала под влиянием среды (3). При этом необходимо учитываются случаи воздействия агрессивной среды.

Дискретизация непрерывной задачи расчета стойки производится путем аппроксимации области решения уравнений сеткой равноотстоящих узлов, в которых определяются значения концентрации хлоридов и углекислого газа, механические характеристики материала, параметры напряженно-деформированного состояния.

На этапе 1 расчет сводится к решению нелинейного разрешающего уравнения (2.261) с учетом (2.262). Значения коэффициентов в (2.261) в узловых точках определяются для исходного состояния материала при отсутствии среды в нем. Для решения уравнения используется метод переменных коэффициентов. По найденному значению деформации определяются напряжения в бетоне и арматуре. Для проверки точности получаемого решения используется уравнение равновесия:

$$\int_{F_c} \sigma_c dF_c + \sigma_s \sum_{i=1}^{n_s} F_{si} = N. \quad (2.270)$$

На этапе 2 происходит установление граничных условий для модели воздействия среды (выражения, аппроксимирующего уравнение диффузии). Но так как механические характеристики материала зависят от концентрации хлоридов и углекислого газа, то в поверхностных точках стержня, вступающих в контакт с хлоридами и углекислым газом, происходит изменение характеристик материала на величину, соответствующую изменению концентрации хлоридов и углекислого газа, от начального (нулевого) до предельного (равновесного) значения. В этих точках резко изменяются значения коэффициентов разрешающих уравнений, что должно приводить к значительному изменению напряжений в локальных областях, прилегающих к поверхностям, контактирующим с хлоридами и углекислым газом. Попытка использовать на данном этапе методику, примененную на предыдущем этапе, не приводит к успеху из-за значительного градиента механических свойств. Для преодоления возникших трудностей был использован прием сглаживания градиента механических свойств. Суть этого приема заключается в предположении, что равновесная концентрация хлоридов и углекислого газа на поверхности элемента устанавливается не сразу, а за определенный промежуток времени. При этом оказалось возможным использовать для решения уравнений методику 1 этапа.

На этапе деформирования стойки во времени (этап 3) задача решается шагами по времени. Величина шага по времени задается из условия, чтобы изменения всех наиболее чувствительных к шагу по времени параметров задачи (концентрации, напряжения) не превышали некоторых пороговых значений. На каждом шаге по времени решается разрешающее уравнение с теми или иными значениями коэффициентов, соответствующими положению концентрационного фронта (той или иной стадии работы конструктивного элемента). Одновременно во всех точках вычисляется напряжение и производится проверка условия наступления предельного состояния. Если хотя бы в одной из точек пораженной агрессивной средой зоны или в непораженной зоне бетона напряжение достигает предельного значения ( $\sigma_c = \sigma_c^{\text{пред}}$ ), либо напряжение в арматуре достигает предела текучести ( $\sigma_s = \sigma_s^{\text{пред}} = \sigma_s^T$ ), то считается, что происходит разрушение стойки и время наступления этого предельного состояния принимается за долговечность стойки. Для использованной аппроксимации диаграммы деформирования бетона предельное напряжение в точке определялось по формуле:

$$\sigma_c^{\text{пред}} = \frac{2}{\sqrt{27}} (A_c - k_{ca} C(\rho, t)) \sqrt{\frac{A_c - k_{ca} C(\rho, t)}{B_c - k_{cb} C(\rho, t)}}. \quad (2.271)$$

По вышеизложенной методике был произведен расчет железобетонной стойки сплошного поперечного сечения, нагруженной вертикальной продольной силой, и подвергающейся воздействию агрессивной хлорид-содержащей среды и карбонизации.

Геометрические характеристики железобетонной стойки следующие: диаметр  $D = 0,2$  м; толщина защитного слоя бетона  $a_z = 0,03$  м; диаметр арматурных стержней  $d = 0,010$  м.

Стойка нагружалась вертикальной продольной силой равной 0,8 от предельной.

Расчет производился для случая воздействия хлоридов и углекислого газа с боковой поверхности стойки. Результаты расчета показаны на рис. 2.62 и 2.63 и в табл. 2.43.

Т а б л и ц а 2 . 4 3

Продолжительность инкубационного периода  $t_{inc}$   
и время наступления предельного состояния  $t_{\text{пред}}$

Случай воздействия агрессивной среды	Критическая концентрация хлоридов, % от веса цемента	$t_{inc}$ , СУТ.	$t_{\text{пред}}$ , СУТ.
хлоридная коррозия опережает карбонизацию	0,4	1194	12751
карбонизация опережает хлоридную коррозию	0,2	997	12554

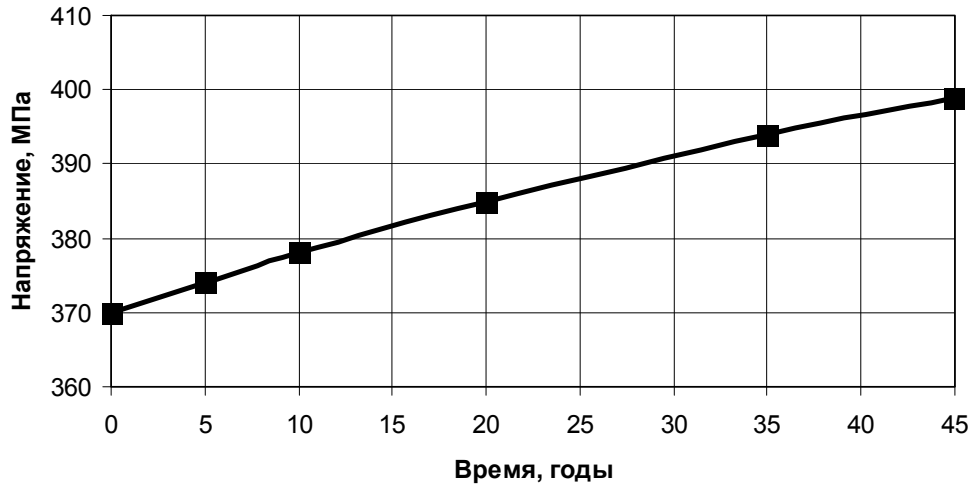


Рис. 2.62. Изменение напряжений в арматуре с течением времени при совместной хлоридной коррозии и карбонизации

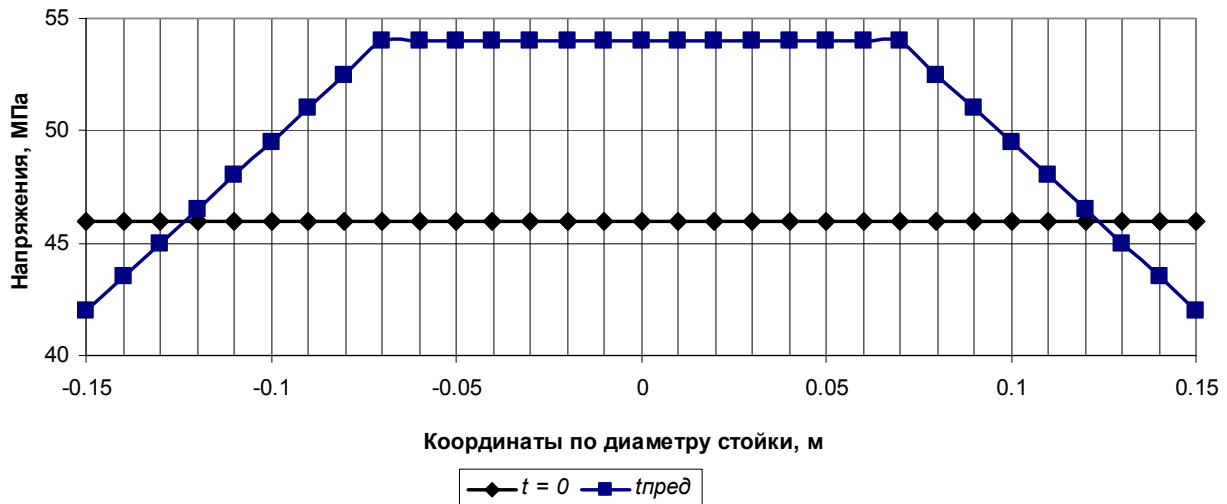


Рис. 2.63. Эпюра напряжений в бетоне в сечении стойки в начальный момент времени и в момент наступления предельного состояния

Приведенные расчеты показывают, что при совместном воздействии хлоридов и углекислого газа, инкубационный период коррозии арматуры в бетоне существенно сокращается, а разрушение конструкции наступает раньше.

# БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

## Раздел 1

1. СНиП 2. 03. 11-85. Защита строительных конструкций от коррозии [Текст]. – М.: ГП ЦПП, 1995. – 55 с.
2. СП 28.13330.2012 Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. Дата введения 2013-01-01 [Текст]. – 2012. – 99 с.
3. Москвин, В.М. Коррозия бетона [Текст] / В.М. Москвин. – М.: Госстройиздат, 1952. – 344 с.
4. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде [Текст] / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.
5. Мощанский, Н.А. Плотность и стойкость бетона [Текст] / Н.А. Мощанский. – М.: Стройиздат, 1952. – 449 с.
6. Иванов, Ф.М. Метод измерения сквозной пористости капиллярно-пористых тел [Текст] / Ф.М. Иванов, К. М. Акимова // Заводская лаборатория. – М., 1965. – С. 1360-1361.
7. Чехний, Г.В. Бетоны на портландцементе, стойкие в агрессивных сульфатных средах с различной бикарбонатной щелочностью [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Г. В. Чехний. – М., 1984. – 232 с.
8. Бабушкин, В.И. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона [Текст] / В.И. Бабушкин. – М.: Госстройиздат, 1968. – 187 с.
9. Миронов, В.Д. Кинетика развития коррозии цементного камня при длительном воздействии кислых сред [Текст] / В.Д. Миронов, В.Б. Ратинов // Прикладная химия. – М., 1970. – Т. XLIII. – Вып. 8. – С. 1861-1864.
10. Кинд, В.В. Коррозия цементов и бетона в гидротехнических сооружениях [Текст] / В. В. Кинд – М. -Л.: Госэнергоиздат, 1935. – 320 с.
11. Бутт, Ю.М. Использование процесса гидратации и коррозии цемента и составляющих их элементов [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / Ю.М. Бутт. – М., 1945. – 452 с.
12. Панферова, А.И. Исследование коррозии цементного камня в растворах сульфатов с различными катионами [Текст]: автореф. ... канд. техн. наук / А.И. Панферова. – М., 1971. – 155 с.
13. Попеско, А.И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии [Текст] / А. И. Попеско. – СПб.: СПб гос. архит.-строит. ун-т, 1996. – 182 с.
14. Попеско, А.И. Расчет железобетонных конструкций, подверженных коррозии [Текст]: автореф. ... д-ра техн. наук / А.И. Попеско. СПб., 1996. – 350 с.

15. Вернигорова, В.Н. Современные химические методы исследования строительных материалов [Текст] / В.Н. Вернигорова, Н.И. Макридин. – М.: Изд-во АСВ, 2003. – 224 с.

16. Гузеев, Е.А. Учет агрессивных воздействий в нормах проектирования конструкций [Текст] / Е.А. Гузеев, С.Н. Алексеев, Н.В. Савицкий // Бетон и железобетон. – М., 1992. – № 10. – С. 8-10.

17. Яковлев, В.В. Прогнозирование коррозионной стойкости бетона и железобетона в агрессивных жидких и газовых средах [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / В.В. Яковлев. – Уфа, 2000. – 411 с.

18. Бережнов, К.П. Коррозионно-механическая прочность строительных сталей в агрессивных средах [Текст] / К.П. Бережнов, В.В. Филиппов // Цветная металлургия. 1986. – № 9. – С. 70-72.

19. Берукштис, Г.К. Коррозионная устойчивость металлов и металлических покрытий в атмосферных условиях [Текст] / Г.К. Берукштис, Г.Б. Кларк. – М.: Наука, 1971. – 159 с.

20. Божич, И.В. Коррозионная стойкость бетонов на барийсодержащих портландцементов [Текст] / И.В. Божич, И.И. Курбатова // Повышение стойкости бетона и железобетона при воздействии агрессивных сред. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 178-182.

21. Борисенко, В.М. Прочностные и деформативные свойства бетонных и железобетонных конструкций, работающих в жидких агрессивных средах [Текст]: автореф. ... канд. техн. наук / В.М. Борисенко. – М., 1979. – 23 с.

22. Борисов, Ю.С. Интегрированный банк данных по защитным покрытиям / Ю.С. Борисов, В.Н. Бернадский, А.В. Овсиенко // Современные достижения в области технологии и применения газотермических, вакуумных покрытий. АН УССР, ИЭС им. Е.О. Патона. – Киев, 1991. – С. 102-107.

23. Бродер, Д.Л. Бетон в защите ядерных установок [Текст] / Д.Л. Бродер. – М.: Атомиздат, 1973. – 267 с.

24. Булгакова М. Г. Железобетонные конструкции для эксплуатации в агрессивных газовых средах / М. Г. Булгакова, Е. А. Гузеев, Н. И. Григорьев // Бетон и железобетон. 1969. – № 4. – С. 13-15.

25. Булгакова, М.Г. Прочность и деформация керамзитобетона при воздействии адсорбционно-активных сред [Текст] / М.Г. Булгакова, Е.А. Гузеев // Труды НИИЖБ. Повышение коррозионной стойкости бетона и железобетона. – М., 1975. – С. 36-43.

26. Булгакова, М.Г. Прочность преднапряженных железобетонных изгибаемых элементов в агрессивной среде с высокой влажностью [Текст] / М.Г. Булгакова, Е.А. Гузеев, С.В. Медведько // Труды НИИЖБ. Защита железобетонных конструкций от коррозии. – М., 1972. – № 6. – С. 8-18.

27. Абоймова, З.Г. Влияние параметров газовой среды хлористого водорода и пористости мелкозернистого бетона на кинетику продвижения



агрессивного фронта [Текст] / З.Г. Абоймова, В.М. Кравцов, А.Ф. Полак // Совершенствование и организация промышленного строительства / Тр. науч. исслед. ин-та пром. стр-ва. – М., 1975. – Вып. 16. – С. 278-283

28. Алексеев, С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах [Текст] / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С. Модры, П. Шиссель. – М.: Стройиздат, 1990. – 315 с.

29. Вандаловская, Л.А. Кинетика нейтрализации бетона в газовой среде прядильного цеха вискозного производства [Текст] / Л.А. Вандаловская // Долговечность строительных конструкций. – Киев, 1972. – С. 57-62.

30. Степанова, В.Ф. Способ химической обработки прокорродированной арматуры и его влияние на прочность сцепления арматуры с бетоном [Текст] / В.Ф. Степанова, Л.И. Елшина // Коррозия и защита железобетонных гидротехнических сооружений: тез. докл. науч. техн. семинара. – Южно-Сахалинск, 1989. – С. 118-119.

31. Бондаренко, В.М. Элементы теории реконструкции железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, А.В. Боровских, С.В. Марков, В.И. Римшин; Нижегород. гос. архит. -строит. ун-т. – Н. Новгород: Изд-во нижегор. ун-та, 2002. – 190 с.

32. Овчинников, И.Г. Влияние хлоридсодержащих сред на прочность и долговечность пластин на упругом основании [Текст] / И.Г. Овчинников, А.В. Кривцов, Ю.П. Скачков. – Пенза: ПГАСА, 2002. – 214 с.

33. Сетков, В.Ю. Срок службы сборных железобетонных перекрытий промзданий в среде, содержащей хлор [Текст] / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова, О.П. Рысева // Бетон и железобетон. – 1994. – № 1. – С. 34-38.

34. Овчинников, И.Г. Прочность и долговечность железобетонных конструкций в условиях сульфатной агрессии [Текст] / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов, Р.Б. Гарибов. – Саратов: изд-во Саратов. ун-та, 2001. – 163 с.

35. Панферова, А.И. Исследование коррозии цементного камня в растворах сульфатов с различными катионами [Текст]: автореф. ... канд. техн. наук / А.И. Панферова. – М., 1971. – 155 с.

36. Савицкий, Н.В. Прочность и деформативность железобетонных элементов, работающих в жидких сульфатных средах, агрессивных по признаку коррозии третьего вида [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Н.В. Савицкий. М., 1986. 23 с.

37. Тытюк, А.А. Долговечность железобетонных изгибаемых элементов в жидких сульфатных средах [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / А.А. Тытюк. – М., 1990. – 226 с.

38. Чехний, Г.В. Бетоны на портландцементе, стойкие в агрессивных сульфатных средах с различной бикарбонатной щелочностью [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Г.В. Чехний. – М., 1984. – 232 с.

39. Ракутумаву, Ф.А. Надежность и долговечность изгибаемых железобетонных элементов из бетона на карбонатных заполнителях в жидких

сульфатных средах [Текст]: автореф. ... канд. техн. наук / Ф.А. Ракутумаву. – Днепропетровск, 1991. – 16 с.

40. Ароче Кальдерин, Л. Система мероприятий по обеспечению долговечности железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений в условиях Кубы [Текст]: автореф. ... канд. техн. наук / Л. Ароче Кальдерин. – Одесса, 1990. – 20 с.

41. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты [Текст] / В.М. Москвин, Ф.М. Иванов, С.Н. Алексеев, Е.А. Гузеев. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.

42. Цуприк, В.Г. Прочность и долговечность бетона и железобетона морских гидротехнических сооружений в условиях Дальнего Востока [Текст] / В.Г. Цуприк. – Владивосток: Дальнаука, 1994. – 327 с.

43. Iwanami, M. Quantative evalution of influence of rebar corrosion on structural performance of deteriorated RC beams / M. Iwanami, H. Yokota, F. Sato; Concrete for Extreme Conditions: Proceeding of International Conference, Scotland, UK. 2002. – P. 427-436.

44. Яковлев, В.В. Прогнозирование коррозионной стойкости бетона и железобетона в агрессивных жидких и газовых средах [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / В.В. Яковлев. – Уфа, 2000. – 411 с.

45. Розенталь, Н.К. Защитные свойства бетона и их изменение во времени [Текст] / Н.К. Розенталь // Бетон и железобетон. – 1970. – №6. – С. 40-41.

46. Ishida, T. Modeling of ph profile in pore water based on mass transport and chemical equilibrium theory / T. Ishida, K. Maekawa // Proceedings of JSCE. – 2000. – V.47. – №648.

47. Ishida, T. Theoretically Identified Strong Coupling of Carbonation Rate and Thermodynamic Moisture States in Micropores of Concrete / T. Ishida, K. Maekawa, M. Soltani // Journal of Advanced Concrete Technology. – 2004. – Vol. 2. – №2. – P. 213-222.

48. Ioani, A. Concrete beams exposed to aggressive industrial environments. / A. Ioani, D. Mircea, M. Filip, M. Mihailescu // Concrete for extreme conditions. Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland, UK – September. – 2002.

49. Степанова, В.Ф. Теоретические основы и практическое обеспечение сохранности арматуры в бетонах на пористых заполнителях [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.05 / В. Ф. Степанова. – М., 2003. – 268 с.

50. Persson, M. Investigation of the impact of load-induced cracking on the initiation time on steel corrosion in concrete / M. Persson. – Dundee, Scotland: Lulea University of Technology, 2000. – 70 pp.

51. Артамонов, В.С. Защита от коррозии транспортных сооружений [Текст]: справочная книга / В.С. Артамонов, Г.М. Молгина; под ред. С.Г. Веденкина. – М.: Транспорт, 1976. – 192 с.

52. Розенталь, Н.К. Карбонизация бетона в условиях тропического климата [Текст] / Н.К. Розенталь, Х. Суаснабар // Бетон и железобетон. – 1986. – №7. – С. 11-13.

53. Ishida, T. Modeling of pH profile in pore water based on mass transport and chemical equilibrium theory / T. Ishida, K. Maekawa // Concrete Library of JSCE. 2001 – 37. – P. 131-146.

54. Liu, Y. Modeling the Time-to-Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures. Dissertation submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering / Y. Liu. – Blacksburg, Virginia, 1996. – 117 pp.

55. Papadakis, V.G. Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete / V.G. Papadakis, G.G. Vayenas, M.N. Fardis // ACI Material journal. – 1991 – 88(2). – P. 186-196.

56. Чирков, В.П. Прогнозирование сроков службы железобетонных конструкций [Текст]: учеб. пособие / В.П. Чирков. – М.: МИИТ, 1997. – 56 с.

57. Ратинов, В.Б. Химия в строительстве [Текст] / В.Б. Ратинов, Ф.М. Иванов. – М.: Стройиздат, 1977. – 220 с.

58. Papadakis, V.G. Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation / V.G. Papadakis, G.G. Vayenas, M.N. Fardis // ACI Material journal. – 1991 – 88(4). – P. 363-373.

59. Houst, Y.F. Influence of porosity and water content on the diffusivity of CO<sub>2</sub> and O<sub>2</sub> through hydrated cement paste / Y.F. Houst, F.H. Wittmann // Cement and Concrete Research. – 1994. – 24(6). – P. 1165-1176.

60. Ngala, V.T. Effects of carbonation on pore structure and diffusion properties of hydrated cement pastes / V.T. Ngala, C.L. Page // Cement and Concrete Research. – 1997. – 27(7). – P. 995-1007.

61. Дымченко, В.Г. Коррозия железобетона под действием углекислого газа [Текст] / В.Г. Дымченко [и др.] // Строительные материалы и конструкции. – 1990. – №1. – С.29-30.

62. Васильев, А.А. Оценка и прогнозирование основных физико-химических характеристик бетона длительно эксплуатируемых железобетонных конструкций [Текст] / А.А. Васильев, С.В. Дзирко // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. науч. тр. междунар. науч.-метод. межвуз. семинара. – Могилев: ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет», 2006. – С. 114-119.

63. Salta, M. M. Long Term Durability Concrete With Fly Ash / M. M. Salta // LNEC, IABSE (GPEE), FIP Int. Conf. «New Technologies in Structural Engineering». – Lisbon. 1997. – Vol. 1. – P. 299-303.

64. Berke, N.S. Predicting Chloride Profiles in Concrete / N.S. Berke, M.C. Hicks // Corrosion (USA). 1994. – № 3. – P. 234-239.

65. Spellman, Donald L. Chlorides and Bridge Deck Deterioration / L. Spellman Donald, F. Stratfull Richard // Highway Res. Rec. – 1970. – № 328. – P. 38-49.

66. Иванов, Ф.М. Длительные испытания бетона в растворах хлористых солей [Текст] / Ф.М. Иванов, Н.Н. Янбых // Бетон и железобетон. – 1982. – № 6. – С. 26-27.

67. Desayi, P.A Model to Simulate the Strength and Deformations of Concrete in Compression / P. Desayi // Mater. et Constr. –1968. – V.1. – № 1. – P.21.

68. Трещины в железобетоне и коррозия арматуры [Текст] / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев, Г.П. Вербецкий, В.И. Новгородский. – М.: Стройиздат, 1971. – 144 с.

68. Бережнов, К.П. Коррозионно-механическая прочность строительных сталей в агрессивных средах [Текст] / К.П. Бережнов, В.В. Филиппов // Цветная металлургия. – 1986. – № 9. – С. 70-72.

69. Кудайбергенов, Н.Б. Основы обеспечения долговечности стальных строительных конструкций промзданий в агрессивных средах [Текст]: автореф. ... д-ра. техн. наук / Н. Б. Кудайбергенов. – М., 1994. – 31 с.

70. Кошелев, Г.Г. Коррозионная устойчивость малоуглеродистых и низколегированных сталей в морской воде [Текст] / Г.Г. Кошелев, И.Л. Розенфельд // Исследования коррозии металлов. – М., 1960. – С. 333-334.

71. Mohammed, Maslehuddin. Effect of Rusting of Reinforcing Steel on Its Mechanical Properties and Bond With Concrete / Maslehuddin Mohammed, M. Allam Ibrahim, J. Al-Sulaimani Ghazi, I. Al-Mana Abdulaziz // ACI Materials J. – 1990. – Vol. 87. – № 5. – P. 496-502.

72. Hausmann, D.A. Steel Corrosion in Concrete / D.A. Hausmann // Materials Protection. 1967. – № 11. – P. 19-23

73. Cavalier, P.G. Investigation and Repair of Reinforcement Corrosion in a Bridge Deck / P. G. Cavalier, P. R. Vassie // Proc. Inst. of Civil Engineers. – London, 1981. – Vol. 70. – P. 461-480.

74. Tula, L. Tensile strength reduction of corroded stainless steel rebars / L. Tula, P. Helene // Proceeding of CONPAT'99. – Montevideo (in Spanish), 1999. – 10 p.

75. Lewis, D.A. Some Aspects of the Corrosion of Steel in Concrete / D. A. Lewis // Proc. I Int. Congr. «Metal Corrosion». – London, 1962. – P. 547-555.

76. Berman, H.A. Determination of Chloride in Hardened Portland Cement Paste, Mortar and Concrete / H. A. Berman // Rept. FHWA-RD-72-12. Federal Highway Administration. – Washington, D. C., 1972. – 22 p.

77. Clear, K.C. Time-to-Corrosion of Reinforcing Steel Slabs. Vol. 1: Effect of Mix Design and Construction Parameters / K. C. Clear, R. E. Hay // Interim

Rept. FHWA-RD-73-32. Federal Highway Administration. – Washington, D. C., 1973. – 103 p.

78. Clear, K.C. Evaluation of Portland Cement Concrete for Permanent Bridge Deck Repair / K. C. Clear // Rept. FHWA-RD-74-5. Federal Highway Administration. – Washington, D. C., 1974. – 48 p.

79. Stratfull, R.F. Corrosion Testing of Bridge Decks / R. F. Stratfull, W. J. Joukovich, D. L. Spellman // Transportation Research Record № 539. Transportation Research Board. 1975. – P. 50-59.

80. Cady, P.D. Corrosion of Reinforcing Steel / P. D. Cady // Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials, STP-169B, ASTM. – Philadelphia, 1978. – P. 275-299.

81. Brown, R.D. Design Prediction of the Life for Reinforced Concrete in Marine and Other Chloride Environments / R. D. Brown // Durability of Building Materials. – Amsterdam: Elsevier Scientific, 1982. – Vol. 1. – P. 113-125.

82. Pfeifer, D.W. Protective System for New Prestressed and Substructure Concrete / D. W. Pfeifer, J. R. Landgren, A. Zoob // Rept. FHWA-RD-86-293. Federal Highway Administration. – Washington, D. C., 1986. – 16 p.

83. Cady, P.D. Predicting service life of concrete bridge decks subjected to reinforcement corrosion / P. D. Cady, R. E. Weyers // Proc. Corrosion Forms & Control for Infrastructure. – San Diego, Calif., 1992. – P. 89-93

84. Frangopol, D.M. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack / D. M. Frangopol, K.-Y. Lin, A. C. Estes // J. Struct. Eng., ASCE. 1997. – Vol. 123(3). – P. 286-297.

85. Овчинников, И.Г. Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред [Текст] / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, А.А. Землянский. – Саратов: Саратов. гос. техн. ун-т, 2000. – 232 с.

86. Овчинников, И.Г. Работоспособность сталежелезобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред [Текст] / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, Р.Б. Гарибов. – Саратов: Изд-во Саратов. ун-та, 2002. – 156 с.

87. Мощанский, Н.А. Определение сравнительной агрессивности главных газов к стали, бетону и защитным органическим покрытиям [Текст] / Н.А. Мощанский, Е.А. Пучина // Тр. науч. -исслед. ин-та бетона и железобетона «Коррозия железобетона и методы защиты». – М., 1962. – Вып. 28. – С. 5-27.

88. Standard Test Method for Comparing Concretes on the Basis of the Bond Developed with Reinforcing Steel (ASTM C 234-71) // Annual Book of ASTM Standards. – Philadelphia, 1984. – Vol. 04. 02. ASTM. – P. 189-195.

89. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63). American Concrete Institute. – Detroit, 1964. – 144 p.

90. Structural Use of Concrete. Design, Materials and Workmanship // CP 110. Part 1. British Standards Institution. – London, 1972. – 154 p.

91. Овчинников, И.Г. Прочность и долговечность железобетонных конструкций в условиях сульфатной агрессии [Текст] / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов, Р. Б. Гарибов. – Саратов: изд-во Саратов. ун-та, 2001. – 163 с.

92. Михальчук, П.А. Стойкость бетонов при воздействии сульфатных сред на свежееуложенную бетонную смесь [Текст] / П.А. Михальчук, С.А. Рябчун, А.Л. Полушкин // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. тр. / под ред. С.Н. Алексеева. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988. – С. 28-32.

93. Гузеев, Е.А. Расчет напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов с учетом кинетики сульфатной коррозии бетона [Текст] / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий, А.А. Тытюк // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. тр. / под ред. С.Н. Алексеева, В.Ф. Степановой. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 59-66.

94. Тихомирова, М.Ф. Агрессивность сульфатных растворов в зависимости от вида катиона [Текст] / М.Ф. Тихомирова // Бетон и железобетон. – 1982. – №3. – С. 43-44.

95. Беловицкий, В.А. Коррозионные испытания бетонов, модифицированных кремнийорганическими соединениями [Текст] / В.А. Беловицкий // Бетон и железобетон. – 1977. – №9. – С. 37-38.

96. Курбатова, И.И. Современные методы химического анализа строительных материалов [Текст] / И.И. Курбатов. – М.: Стройиздат, 1972. – 79 с.

97. Селяев, В.П. Влияние водных растворов серной кислоты и сжимающих нагрузок на свойства цементных композитов [Текст] / В.П. Селяев, Л.М. Ошкина // Современные проблемы строительного материаловедения: Материалы пятых академических чтений РААСН; Воронеж. гос. арх.-строит. акад. – Воронеж, 1999. С. 419-422.

98. Божич, И.В. Коррозионная стойкость бетонов на барийсодержащих портландцементных [Текст] / И.В. Божич, И. И. Курбатова // Повышение стойкости бетона и железобетона при воздействии агрессивных сред. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 178-182.

99. Гузеев, Е.А. Влияние плотности бетона на долговечность бетонных и железобетонных конструкций, работающих в сульфатных средах [Текст]: материалы второй республиканской научно-технической конференции по нефтехимии АН Каз. СССР / Е.А. Гузеев, А.И. Мальганов. – Алма-Ата, 1971. – С. 112-113.

100. Гузеев Е.А. Влияние среды на механические свойства бетона [Текст] / Е.А. Гузеев // Прочность, структурные изменения и деформации бетона. – М., 1978. – С. 223-253.

101. Гузеев, Е.А. Железобетонные конструкции для эксплуатации в агрессивных газовых средах [Текст] / Е.А. Гузеев // Бетон и железобетон. 1969. – № 4. – С. 8-10.

102. Гузеев, Е.А. Влияние среды на эксплуатационные качества железобетонных конструкций [Текст] / Е.А. Гузеев. – М.: НИИЖБ, 1981. – С. 12-18.

103. Гузеев, Е.А. Деформации и прочность пропаренного бетона в зависимости от его плотности в растворах сульфатов при длительном действии нагрузки [Текст] / Е.А. Гузеев, Т.В. Рубецкая, Л.С. Бубнова, А.И. Мальганов // Защита строительных конструкций промышленных зданий от коррозии. Труды НИИЖБ. – 1972. – С. 65-73.

104. Гузеев, Е.А. Деформации пропаренного бетона в растворах сульфатов при длительном нагружении [Текст] / Е.А. Гузеев, Т.В. Рубецкая, А.И. Мальганов // Бетон и железобетон. – 1972. – №5. – С. 11-14.

105. Гузеев Е.А. Долговечность бетона в агрессивных сульфатных водах [Текст] / Е.А. Гузеев, Т.В. Рубецкая, А.И. Мальганов // Межотраслевые вопросы строительства. Отечественный опыт: реферативный сборник. – 1971. – Вып. 11. – С. 21-22.

106. Гузеев, Е.А. Исследование совместного действия длительного нагружения и агрессивной среды на деформации предварительно напряженных изгибаемых элементов [Текст] / Е.А. Гузеев, С.В. Медведько, М.Г. Булгакова // Коррозия бетона в агрессивных средах. Труды НИИЖБ. – М., 1974. – С. 168-177.

107. Алексеев, С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне [Текст] / С.Н. Алексеев. – М.: Стройиздат, 1968. – 232 с.

108. Вольберг, Ю.Л. Учет воздействия агрессивной среды на несущую способность стальных конструкций [Текст] / Ю.Л. Вольберг, А.С. Коряков // Металлические конструкции в строительстве: сб. тр. Моск. инж.-строит. ин-та. – М., 1983. – С. 28-35.

109. Акимов, Г.В. Теория и методы исследования коррозии металлов [Текст] / Г. В. Акимов. – М.: Изд-во АН СССР, 1945. – 415 с.

110. Степанова, В.Ф. Исследование влияния толщины слоя продуктов коррозии на механические свойства ненапрягаемой арматурной стали [Текст] / В.Ф. Степанова, Г.М. Красовская, Л.И. Елшина // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. тр. / под ред. С.Н. Алексеева, В.Ф. Степановой. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 42-46.

111. Evans, P.X. Proceedings of the Institution of civil Engineers / P.X. Evans // Neese Zurichcher Zeitung. – 1964. – №5. – P. 340-349.

112. Гаранин, В.Н. Важнейшие направления в современном строительстве [Текст] / В.Н. Гаранин // Бетон и железобетон. – 1981. – №10. – С. 29-30.

112. Алексеев, С.Н. Воздействие хлоридодержащих сред на железобетонные элементы [Текст] / С.Н. Алексеев, Г. М. Красовская // Бетон и железобетон. – 1978. – №9. – С. 14-15.

113. Алексеев, С.Н. Виды коррозионных повреждений железобетонных сооружений [Текст] / С.Н. Алексеев // Бетон и железобетон. – 1982. – № 9. – С. 16-18.

114. Извольский, В.В. Коррозионное растрескивание арматуры [Текст] / В.В. Извольский, В.А. Постников // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1986. – № 2. – С. 36.

115. Красовская, Г.М. Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах [Текст] / Г.М. Красовская, Е.Н. Королева // Сб. НИИЖБ. – М., 1988. – С. 100-106.

116. Извольский, В.В. Коррозионное растрескивание и водородное охрупчивание арматурных сталей железобетона повышенной и высокой прочности [Текст] / В.В. Извольский, Н.Н. Сергеев. – Тула. Изд-во ТГУ, 2001. – 164 с.

117. Бобылев, А.В. Коррозионное растрескивание латуни [Текст] / А.В. Бобылев. – М.: Метал-лургиздат, 1955. – 146 с.

118. Bakish, R. Reinforced concrete / R. Bakish, W. D. Robertson // Acta Met. – 1955. – V. 3. – P. 513.

119. Kamachi, K. Chloride-induced corrosion in reinforced concrete/ K. Kamachi, S. Migata // Mex. Behav. Mater. Proc. Int. Conf- Kyoto: Marusen, 1972. – № 2. – 176 p.

120. Liddiard, E.A. Toughness and Brittleness in Metals / Liddiard E. A. // Interscience. – N-Y., 1961. – P. 41.

121. Гордон, С.С. Прогнозирование долговечности железобетонных элементов при воздействии агрессивной среды [Текст] / С.С. Гордон // Бетон и железобетон. – 1992. – № 6. – С. 19.

122. Иванов, Ф.И. Коррозионные разрушения [Текст] / Ф.И. Иванов // Бетон и железобетон. – 1992. – № 8. – С.12.

123. Brown, V.F. Research and Standarts / V.F. Brown // Standartization News. – 1975. – №5. – P. 8-16.

124. Овчинников, И.Г. Проблемы обеспечения долговечности пятидесятилетнего моста через Волгу [Текст] / И.Г. Овчинников, И.И. Овчинников, В.Ю. Веселовский // Интернет-журнал «Науковедение». – 2013. – № 3. – С. 1-17. 57ТВН 313.

125. Кабанин, В.В. Моделирование коррозионного растрескивания трубопроводных конструкций [Текст] / В.В. Кабанин [и др.]. – Саратов: Изд. СГУ, 2006. – 135 с.

126. Зарецкий, Е.М. Коррозионное повреждение арматуры [Текст] / Е.М. Зарецкий // ЖПХ АН СССР. – 1951. – Т. 24. – № 5-6. – С. 14-17.



127. Черепанов, Г.П. Механика хрупкого разрушения [Текст] / Г.П. Черепанов. – М.: Наука, 1976. – 640 с.

128. Романов, В.В. Коррозионное растрескивание металлов [Текст] / В.В. Романов. – М.: Машгиз, 1960. – 163 с.

129. Филиппьев, А.А. Исследование усталостной прочности высокопрочной проволоки в особых условиях эксплуатации [Текст] / А.А. Филиппьев // Высокопрочная витая проволочная арматура. – М.: НИИЖБ, 1972. – 311 с.

130. Филиппьев, А.А. Влияние коррозионных поражений на выносливость высокопрочной проволочной арматуры [Текст] / А.А. Филиппьев // Бетон и железобетон. – 1974. – №10. – С. 9-11.

131. Прошин, А.П. Резорциновые композиты для защиты от радиации [Текст] / А.П. Прошин, Б.Б. Второв, В.И. Соломатов. – М.: ВНИИНТПИ, 2000. – 143 с.

132. Бродер, Д.Л. Бетон в защите ядерных установок [Текст] / Д. Л. Бродер. – М.: Атомиздат, 1973. – 267 с.

133. Веселкин, А.П. О прохождении гамма-излучения через плоскую щель в защите [Текст] / А.П. Веселкин // Вопросы физики защиты реакторов: сб. статей. – М., 1963. – С. 19-25.

134. Веселкин, А.П. Исследование защитных свойств бетонов различных составов [Текст] / А.П. Веселкин // Вопросы физики защиты реакторов. – Вып 6. – М., 1974. – С. 27-34.

135. Комаровский, А.Н. Строительство ядерных установок [Текст] / А.Н. Комаровский. – М., 1969. – 275 с.

136. Корневский, В.В. Влияние облучения на бетоны и их составляющие [Текст]: автореф. ... канд. техн. наук / В.В. Корневский, 1975. – 19 с.

137. Дубровский, В.Б. Строительные материалы и конструкции защиты от ионизирующего излучения [Текст] / В.Б. Дубровский, З. Аблевич. – М.: Стройиздат, 1983. – 240 с.

138. Дубровский, В.Б. Радиационные и структурные воздействия на строительные материалы конструкций защит от излучения [Текст]: автореф. ... д-ра техн. наук / В.Б. Дубровский. – 1972. – 31 с.

139. Пергаменщик, Б.К. Исследование радиационной стойкости бетона [Текст]: автореф. ... канд. техн. наук / Б.К. Пергаменщик. – М., 1968. – 17 с.

140. Дубровский, А.В. Исследование напряжённо-деформированного состояния строительных конструкций, находящихся под воздействием ионизирующих излучений [Текст]: автореф. ... канд. техн. наук / А.В. Дубровский. – 1986. – М. – 21 с.

141. Дубровский, В.Б. Влияние облучения на шамотный бетон [Текст] / В.Б. Дубровский, Б.К. Пергаменщик // Бетон и железобетон. – 1963. – №1. – С. 12-15.

142. Дубровский, В.Б. Радиационная стойкость строительных материалов [Текст] / В.Б. Дубровский. – М.: Стройиздат, 1977. – 278 с.
143. Нестеров, Л.Д. Бетоны для радиационной защиты термоядерных установок [Текст]: автореф. ... канд. техн. наук / Л.Д. Нестеров. – М., 1991. – 17 с.
144. Радиационная стойкость строительных материалов [Текст]: справочник / под ред. В. Б. Дубровского. – М.: Атомиздат, 1973. – 264 с.
145. Динс, Д. Радиационные эффекты в твёрдых телах [Текст] / Д. Динс, Д. М. Виньярд. – М.: Изд-во. иностр. лит., 1960. – 243 с.
146. Конобеевский, С.Т. Действие облучения на материалы [Текст] / С.Т. Конобеевский. – М.: Атомиздат, 1967. – 401 с.
147. Маргулис, У.Я. Радиация и защита [Текст] / У.Я. Маргулис. – М.: Атомиздат, 1974. – 324 с.
148. Марковский, Е.А. Воздействие ядерных излучений на структуру и свойства металлов и сплавов [Текст] / Е.А. Марковский, М.М. Краснощёков, В. И. Тихонович. – Киев: Наукова думка, 1968. – 126 с.
149. Brinkman, J.A. On the nature of radiation damage in metals / J. A. Brinkman // J. Appl. Phys. 1954. – Vol. 25. – №8. – P. 183.
150. Ремнёв, Ю.И. О напряжениях в металлах при облучении [Текст] / Ю.И. Ремнев // Изв. Высш. школы, Физ.-мат. серия. – 1958. – №4. – С. 91-98.
151. Паршин, А.М. Радиационная повреждаемость конструкционных материалов и пути её ослабления [Текст] / А.М. Паршин. – Л.: ЛДНТП, 1985. – 36 с.
152. Писаренко, Г.С. Прочность и пластичность материалов в радиационных потоках [Текст] / Г.С. Писаренко, В.Н. Киселевский. – Киев: Наукова Думка, 1979. – 281 с.
153. Holmes, J. J. Post irradiation tensile properties of annealed and cold-worked AISI-304 stainless steel Etecl / J.J. Holmes, R.E. Robbins, J.L. Brimhall // J. Nucl. Mater. – 1969. – Vol. 32. – № 3. – P. 330-339.
154. Garzarolli, F. Neutron embrittlement of two austenitic iron-base-alloys at elevated temperatures. I. Influence of alloy-type and heat analysis / F. Garzarolli, K. P. Francke, I. Fischer // J. Nucl. Mater. – 1966. – Vol. 28. – № 3. – P. 280-290.
155. Anderko, K. Mechanical properties of irradiated austenitic stainless steel 1. 4970 / K. Anderko // Proc. of Int. Conf. Rad. Effects in Breeder Reactor Structural Materials. – Scottsdale, Arisona, 1977. – P. 65.
156. Dupouy, J. M. Post-irradiation mechanical properties of annealed and cold worked 316 stainless steel after irradiation to high fast neutron fluencies / J. M. Dupouy // Proc. of Int. Conf. Rad. Effects in Breeder Reactor Structural Materials. – Scottsdale, Arisona, 1977. – P. 83.

157. Holmes, J. J. Effects of fast reactor exposure on the mechanical properties of stainless steels / J. J. Holmes, J. L. Straalsund // Proc. of Int. Conf. Rad. Effects in Breeder Reactor Structural Materials. – Scottsdale, Arisona, 1977. – P. 53.

158. Holmes, J. J. Post irradiation tensile behavior of 300 series stainless steels / J. J. Holmes, R. E. Robbins, A. J. Lovell ; In: Irradiation effects in structural alloys for thermal and fast reactor. Amer. Soc. Test and Mater., STP-457. – Philadelphia, 1969. – p. 371-389.

159. Board, J. A. A review of stainless steel properties for fast reactor fuel elements / J. A. Board // Brit. Nucl. Energy Soc. – 1972. – № 3. – P. 237-249.

160. Kangilaski, M. Radiation effects in structural materials / M. Kangilaski // React. Mater. 1970. – Vol.13. – № I. – p. 21-28.

161. Забудько, Л.М. Работоспособность ТВС быстрых реакторов [Текст] / Л.М. Забудько, Ю.И. Лихачев, А.А. Прошкин // Физика и техника ядерных реакторов. – М.: Энергоатомиздат, 1988, – №35. – 168 с.

162. Appleby, W.K. Swelling in neutron-irradiated 300-series stainless steels / W. K. Appleby // Proc. of Int. Conf. Rad. Effects in Breeder Reactor Structural Materials. – Scottsdale, Arisona. 1977. – P. 53.

163. Flinn, J. T. Fast-neutron swelling of type 304 stainless steel / J.T. Flinn, R. A. Weiner, G. L. Hofman // Amer. Nucl. Soc. Trans. 1978. – Vol. 28. – № 3. – P. 224.

164. Brammen, J. J. The Temperature dependence of void swelling of fast reactor irradiated 316 SS / J. J. Brammen, L. Brown // Proc. Int. Conf. Irradiation Behaviour of Metallic Materials for Fast Reactor Core Components, Ajaccio Corse, Fiance. – 1979. – P. 155.

165. Быков, В.Н. Эмпирическая зависимость распухания стали ОХ16Н15МЗБ от дозы и температуры облучения [Текст] / В.Н. Быков. – М.: Атомная энергия, 1976. – Т. 40. – Вып. 4. – С. 293-295.

166. Ehrlich, K. Irradiation creep and interirradiation with swelling in austenitic stainless steels / K. Ehrlich // J. Nucl. Mat. 1981. – Vol.100. – № 3. – P. 149.

167. Garner, F. A. Recent insights on the swelling and creep of irradiated austenitic alloys / F. A. Garner // J. Nucl. Mater. – 1984. – Vol. 122 – 123. – P. 459-471.

168. Garner, F. A. Factors which determine the swelling behavior of austenitic stainless steel / F. A. Garner, W. G. Wolfer // J. Nucl. Mater. – 1984. – Vol. 122-123. – P. 201-206.

169. Garner, F. A. The effect of solute addition on void nucleation / F. A. Garner, W. G. Wolfer // J. Nucl. Mater. – 1981. – Vol. 102. – P. 143-150.

170. Kulcinski, G. L. Summary of panel discutlon on austenitic stainless as fussion reactor structural materials / G. L. Kulcinski // J. Nucl. Mater. – 1984. – Vol. 122-123. – p. 457-458.

171. Novokshchenov, V. Brittle Fractures of Prestressed Bridge Steel Exposed to Chloride-Bearing Environments Caused by Corrosion-Generated Hydrogen / V. Novokshchenov // Corrosion (USA). – 1994. – Vol. 50. – № 6. – P. 477-485.

172. Rowcliffe, A. F. The response of austenitic steel to radiation damage / , M. L. Grossberck // J. Nucl. Mater. – 1984. – Vol. 122- 123. – P. 181-190.

173. Hidekl, M. Large swelling observed in V-5Fe alloy after irradiation in FFTF / M. Hidekl, S. Gelles David ; Annual progress report. Japan-USA collaboration in fundamental studies of irradiation effects in fusion materials utilizing fission reactors, 1990. – P. 112 – 125.

174. Lehmann, J. Le fluage dirradiation des aciens 316 et 316 Ti / J. Lehmann, J. M. Dupoy, R. Brondeur // Proc. Int. Conf. Irradiation behaviour of metallic materials for Fast Reactor Core Components. – France, 1979. – P. 409-414.

175. Влияние величины радиационного распухания на характеристики прочности аустенитной стали ОХ16Н15МЗБ [Текст] / В.С. Неустроев, В.Н. Голованов, Б.К. Шамардин, А.Г. Повстянко // Радиационная повреждаемость и работоспособность материалов ядерных энергетических установок: сб. – Л.: ЛПИ, 1990. – С. 29-32.

176. Harris, D. Irradiation creep in non – fissile metals and alloys / D. Harris // J. Nucl. Mater. – 1977. – Vol. 65. – P. 157-168.

177. McVay, G. Irradiation creep of ST304SS / G. McVay // Trans. ANS. – 1976. – Vol. 23. – P. 147.

## Раздел 2

1. Овчинников, И.И. Применение теории структурных параметров к моделированию взаимодействия железобетонных элементов конструкций транспортных сооружений с агрессивными средами [Текст] / И.И. Овчинников, В.Н. Мигунов // Дороги и мосты. – М.: Росдорнии, 2012. – Вып.27. – С. 166-188.

2. Овчинников, И.Г. О методологии построения моделей конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами [Текст] / И. Г. Овчинников // Долговечность материалов и элементов конструкций в агрессивных и высокотемпературных средах: межвуз. научн. сб. – Саратов: СПИ, 1988. – С. 17-21.

3. Овчинников, И.И. Накопление повреждений в стержневых и пластинчатых армированных конструкциях, взаимодействующих с агрессивными средами [Текст] / И.И. Овчинников, Г.А.Наумова. Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 2007. –272 с.

4. Овчинников, И.Г. Прочность и долговечность железобетонных конструкций в условиях сульфатной агрессии [Текст] / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов, Р. Б. Гарибов. – Саратов: изд-во Саратов. ун-та, 2001. – 163 с.

5. Петров, В.В. Деформирование элементов конструкций из нелинейного разномодульного неоднородного материала [Текст] / В.В. Петров, И.Г. Овчинников, В.К. Иноземцев. – Саратов: Изд.Сарат.ун-та,1989. – 160 с.

6. Овчинников, И.Г. Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридосодержащих сред [Текст] / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, А.А. Землянский. – Саратов: СГТУ, 2000. – 232 с.

7. Овчинников, И.Г. Влияние хлоридсодержащих сред на прочность и долговечность пластин на упругом основании [Текст] / И.Г. Овчинников, А.В. Кривцов, Ю.П. Скачков. – Пенза: ПГАСА, 2002. – 214 с.

8. Ciampoli M., Giovenale P., Petrichella L. Probability-based durability design of reinforced concrete structures // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002.

9. Gaal G.C., Veen C., Djorai M.H. Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002.

10. Horrigmoe G. Nonlinear finite element analysis of deteriorated and repaired concrete structures // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002.

11. Rodríguez J., Ortega L.M., Izquierdo D., Andrade C. Methodology for the assessment of concrete structures with corroded reinforcement // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002

12. Thoft-Christensen P. Deterioration of concrete structures // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002.

13. Овчинников, И.Г. Расчет элементов конструкций с наведенной неоднородностью при различных схемах воздействия хлоридсодержащих сред [Текст] / И.Г. Овчинников, Н.С. Дядькин. – Саратов: Изд-во СГТУ, 2003. – 220 с.

14. Лыков, А.В. Теория теплопроводности [Текст] / А.В. Лыков. – М.: Высшая школа, 1967. – 600 с.

15. Лыков, А.В. Тепломассообмен [Текст]: справочник / А.В. Лыков. – М.: Энергия, 1978. – 479 с.

16. Овчинников, И.Г. Применение интегро-интерполяционного метода к решению задач теплообмена и диффузии [Текст]: учебное пособие / И.Г. Овчинников, Н.С. Дядькин, В.В. Кабанин. – Саратов: Изд-во Николаев, 2002. – 68 с.

17. Hobbs D.W. Chloride ingress and chloride-induced corrosion in reinforced concrete members//Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. – Cambridge, 1996. – P. 124-135.

18. Степанов, Р.Д. Расчет на прочность конструкций из пластмасс, работающих в жидких средах [Текст] / Р.Д. Степанов, О.Ф. Шленский. – М.: Машиностроение, 1981. – 136 с.

19. Математические модели процессов коррозии бетона [Текст] / Б.Ф. Гусев, А.С. Файвусович, В.Ф. Степанова, Н.К. Розенталь – М.: Информ.-издат. центр «ТИМР», 1996. – 104 с.

20. Bamforth P.B. Definition of exposure classes and concrete mix requirements for chloride contaminated environments // Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction /SCI, – Cambridge, 1996. – P. 176-188.

21. Berke N.S., Hicks M.C. Predicting Chloride Profiles in Concrete // Corrosion (USA). 1994. 50. № 3. – P. 234-239.

22. Anstice D.J., Roberts M.B. A deterioration model for reinforced concrete bridges subjected to de-icing salts // First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – 8 p.

23. Попеско, А.И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии [Текст] / А.И. Попеско. – СПб.: СПб. гос. архит.-строит. ун-т, 1996. – 182 с.

24. Bamforth P.B. The derivation of input data for modeling chloride ingress from eight year UK coastal exposure trials // Concrete Research, 1999. Vol. 51, № 2. – P. 87-96.

25. Подвальный, А.М. Стойкость бетона в напряженном состоянии в агрессивных средах [Текст] / А.М. Подвальный // Коррозия железобетона и методы защиты: труды НИИЖБ. Вып. 15. – М.: Стройиздат, 1960. – С. 3-29.

26. Luping T. Chloride Transport in Concrete – measurements and prediction: Diss. Chalmers University of Technology, Department of Building Materials, Publication P-96:6, 1996.

27. Патанкар, С. Численные методы решения задач теплообмена и динамики жидкости [Текст] / С. Патанкар. – М.: Энергоатомиздат, 1984. – 150 с.

28. Овчинников, И.Г. Неоднородность распределения хлоридсодержащей среды, проникающей в армированный конструктивный элемент через частично защищенную поверхность [Текст] / И.Г. Овчинников, Н.С. Дядькин // Известия вузов. Строительство. – 2002. – № 9. – С. 24-31.

29. Овчинников, И.Г. Работоспособность сталежелезобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред [Текст] / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, Р.Б. Гарибов. – Саратов: Изд-во Саратов. ун-та, 2002. – 156 с.

30. Сытник, В.И. О результатах экспериментальных исследований прочностных и деформативных характеристик бетонов М600-1000 [Текст] / В.И. Сытник, Ю.А. Иванов. – Киев: НИИСК, 1962. – 42 с.

31. Петров, В.В. Расчет пластинок и оболочек из нелинейно-упругого материала [Текст] / В.В. Петров, И.Г. Овчинников, В.И. Ярославский. – Саратов: Изд-во Саратов. ун-та, 1976. – 132 с.
32. Соколовский, В.В. Теория пластичности [Текст] / В.В. Соколовский. – М.: Высшая школа, 1969. – 608 с.
33. Лукаш, П.А. Основы нелинейной строительной механики [Текст] / П.А. Лукаш. – М.: Стройиздат, 1978. – 204 с.
34. Нелепов, А.Р. Методология обследований, оценки состояния, надежности и реконструкция зданий [Текст] / А.Р. Нелепов. – Омск: Изд-во СибАДИ, 2002. – 810 с.
35. Овчинников, И.Г. Деформирование и разрушение цилиндрических оболочек из нелинейно-упругих материалов с учетом диффузии агрессивной среды [Текст] / И.Г. Овчинников, Е.В. Гарбуз; Саратов. политехн. ин-т. – Саратов, 1983. – 37 с. Деп. в ВИНТИ 25.10.83. № 5822-83.
36. Холмянский М.М. Бетон и железобетон: Деформативность и прочность. – М.: Стройиздат, 1997. – 576 с.
37. Атакузиев, Т.А. Изучение кислотной коррозии цементов [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Т.А. Атакузиев. – Ташкент, 1964. – 130 с.
38. Дороненков, И.М. Исследование коррозии материалов в строительных конструкциях и защита от коррозии в химических производствах [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / И.М. Дороненков. – М., 1961. – 330 с.
39. Минас, А.И. Солевая форма физической коррозии строительных материалов и методы борьбы с ней [Текст]: дис. ... докт. техн. наук: в 2 т. Т. 2 / А.И. Минас. – М., 1961. – 215 с.
40. Гуца, Ю.П. Исследование характера упруго-пластических деформаций стержневой арматуры [Текст] / Ю.П. Гуца, Б.П. Горячев, О.М. Рыбаков // Эффективные виды арматуры железобетонных конструкций: сб. науч. тр. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1970. – С. 34-41.
41. Мадатян, С.А. Диаграмма растяжения высокопрочной арматурной стали в состоянии поставки [Текст] / С.А. Мадатян // Бетон и железобетон. – 1985. – № 2. – С. 12-13.
42. Рискинд, Б.Я. Работа стержневой арматуры на сжатие [Текст] / Б.Я. Рискинд, Г.И. Шорникова // Бетон и железобетон. – 1974. – № 10. – С. 3-4.
43. Байков, В.Н. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей [Текст] / В.Н. Байков, С.А. Мадатян, Л.С. Дудолоадов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 9. – С. 1-5.
44. Hausmann D.A. Steel Corrosion in Concrete // Materials Protection. 1967. № 11. – P. 19-23.

45. Cavalier P.G., Vassie P.R. Investigation and Repair of Reinforcement Corrosion in a Bridge Deck // Proc. Inst. of Civil Engineers (London). Vol. 70. 1981. – P. 461-480.

46. Tula L., Helene P. Tensile strength reduction of corroded stainless steel rebars // Proceeding of CONPAT'99. – Montevideo (in Spanish), Oct. 1999. – 10 p.

47. Кадыров, М.Х. Прогнозирование коррозии металлов в закрытых помещениях [Текст] / М.Х. Кадыров, А.И. Голубев, Б.Б. Заикин // Промышленное строительство. – 1971. – № 8. – С. 43-44.

48. Беруштитс, Г.К. Коррозионная устойчивость металлов и металлических покрытий в атмосферных условиях [Текст] / Г.К. Беруштитс, Г.Б. Кларк. – М.: Наука, 1971. – 159 с.

49. Михайловский, Ю.Н. Физико-математическое моделирование коррозии стали в атмосферных условиях [Текст] / Ю.Н. Михайловский, В.В. Агафонов, В.А. Саньков // Защита металлов. 1977. № 5. – С. 515-522.

50. Stanners I.F. Use of Environmental Data in Atmospheric Corrosion Studies // British Corrosion Journal. 1970. Vol. 5. № 3. – P. 117-121.

51. Guttman H., Sereda P.I. Measurement of Atmospheric Factors Affecting the Corrosion of Metals // Metal Corrosion in the Atmosphere (ASTM STP). 1968. № 425. – P. 326-354.

52. Шварц, Г.А. Коррозия статически напряженных сталей в растворах галоидных солей, содержащих окислители [Текст] / Г.А. Шварц // Конструкционные неметаллические материалы и коррозия металлов: труды НИИХИММАШ. – М.: Наука, 1954. Вып.17. – С. 28-41.

53. Антикайн, П.А. Металлы и расчет на прочность котлов и трубопроводов [Текст] / П.А. Антикайн. – М.: Энергия, 1980. – 424 с.

54. Агафонов, В.В. Разработка физико-математической модели атмосферной коррозии металлов и метода прогнозирования их коррозионной стойкости в различных климатических районах [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.В. Агафонов. – М., 1978. – 25 с.

55. Цикерман, Л.Я. Диагностика коррозии трубопроводов с применением ЭВМ [Текст] / Л.Я. Цикерман. – М.: Недра, 1977. – 319 с.

56. Полак, А.Ф. Математическая модель процесса коррозии бетона в жидких средах [Текст] / А.Ф. Полак // Повышение долговечности строительных конструкций в агрессивных средах. – Уфа: УНИ, 1987. – С. 29-33.

57. Овчинников, И.Г. Применение логистического уравнения для описания процесса коррозионного разрушения [Текст] / И.Г. Овчинников, Л.Л. Елисеев // Физико-химическая механика материалов. – 1981. – № 6. – С. 30-35.

58. Долинский, В.М. Расчет нагруженных труб, подверженных коррозии [Текст] / В.М. Долинский // Химическое и нефтяное машиностроение. – 1967. – № 2. – С. 9-10.



59. Долинский, В.М. Расчет элементов конструкций, подверженных равномерной коррозии [Текст] / В.М. Долинский // Исследования по теории оболочек. – Казань, 1976. Вып.7. – С. 37-42.

60. Карпунин, В.Г. К расчету гибких физически нелинейных пластин с учетом сплошной коррозии [Текст]/ В.Г. Карпунин // Исследования по теории оболочек: сб. науч. тр. КазИСИ. – Казань, 1976. Вып.7. – С. 37-42.

61. Карпунин, В.Г. К расчету пластин и оболочек с учетом общей коррозии [Текст] / В.Г. Карпунин, С.И. Клещев, М.С. Корнишин // Труды X Всесоюз. конф. по теории оболочек и пластин. – Тбилиси: Мецниереба, 1975. Т.1.С. 166-174.

62. Овчинников, И.Г. Об одной модели коррозионного разрушения [Текст] / И.Г. Овчинников // Механика деформируемых сред: межвуз. науч. сб. – Саратов: Сарат. политехн. ин-т, 1979. Вып.6. – С. 183-188.

63. Павлов, П.А. Прочность сталей в коррозионных средах [Текст] / П.А. Павлов, Б.А. Кадырбеков, В.А. Колесников. – Алма-Ата: Наука, 1987. – 272 с.

64. Овчинников, И.Г. Об одной схеме учета воздействия коррозионной среды при расчете элементов конструкций [Текст]/ И.Г. Овчинников // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1984. – № 1. – С. 34-38.

65. Ciampoli M., Giovenale P., Petrichella L. Probability-based durability design of reinforced concrete structures // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002.

66. Saetta A., Scotta R., Vitaliani R. Coupled environmental-mechanical damage model of RC structures // Journal of engineering mechanics, august 1999 – P. 930-940.

67. Москвин В.М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты [Текст] / В.М. Москвин, Ф.М. Иванов, С.Н. Алексеев, Е.А. Гузеев. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.

68. Полак, А.Ф. Основы моделирования коррозии железобетона [Текст] / А.Ф. Полак. – Уфа: Изд. Уфимск. нефт. ин-та, 1986. – 69 с.

69. Семенов, Н.Н. О некоторых проблемах химической кинетики и реакционной способности [Текст] / Н.Н. Семенов. – М.: Изд. АН СССР, 1954. – 71 с.

70. Латыпов, В.М. Долговечность бетона и железобетона в природных эксплуатационных средах [Текст]: автореф. ... д-ра. техн. наук / В.М. Латыпов. – СПб., 1998. – 39 с.

71. Савицкий, Н.В. Прочность и деформативность железобетонных элементов, работающих в жидких сульфатных средах, агрессивных по признаку коррозии третьего вида [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Н. В. Савицкий. – М., 1986. 23 с.

72. Тытюк, А.А. Долговечность железобетонных изгибаемых элементов в жидких сульфатных средах [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / А.А. Тытюк. – М., 1990. – 21 с.

73. Селяев, В.П. Влияние водных растворов серной кислоты и сжимающих нагрузок на свойства цементных композитов [Текст] / В.П. Селяев, Л.М. Ошкина // Современные проблемы строительного материаловедения: материалы пятых академических чтений РААСН; Воронеж. гос. арх.-строит. акад. – Воронеж, 1999. – С. 419-422.

74. Залесов, А.С. Деформированная расчетная модель железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил [Текст] / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. – 1996. – №5. – С. 16-18.

75. Гузеев, Е.А. Расчет напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов с учетом кинетики сульфатной коррозии бетона [Текст] / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий, А.А. Тытюк // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. тр. / под ред. С.Н. Алексеева, В.Ф. Степановой. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 59-66.

76. Гузеев, Е.А. Деформации и прочность пропаренного бетона в зависимости от его плотности в растворах сульфатов при длительном действии нагрузки [Текст] / Е.А. Гузеев, Т.В. Рубецкая, Л.С. Бубнова, А.И. Мальганов // Защита строительных конструкций промышленных зданий от коррозии: труды НИИЖБ. — 1972. – С. 65-73.

77. Извольский, В.В. Коррозионное растрескивание и водородное охрупчивание арматурных сталей железобетона повышенной и высокой прочности [Текст] / В.В. Извольский, Н.Н. Сергеев. – Тула. Изд-во ТГУ, 2001. – 164 с.

78. Ржаницын, А.Р. Теория длительной прочности при произвольном одноосном и двухосном загрузении [Текст] / А.Р. Ржаницын // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1975. – № 4. – С. 25-29.

79. Овчинников, И.И. Моделирование коррозионного растрескивания предварительно напряженной арматуры с использованием теории длительной прочности А.Р. Ржаницына [Текст] / И.И. Овчинников // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2009. – №2. – С.19-24.

80. Предварительно напряженный железобетон [Текст] / К.В. Михайлов, Г.И. Бердичевский, Ю.С. Волков и др. – М.: Стройиздат, 1983. – 208 с.

81. Леонгардт, Ф. Предварительно напряженный железобетон [Текст] / Ф. Леонгардт; пер. с нем. В.Н. Гаранина. – М.: Стройиздат, 1983. – 246 с.

82. Захаров, Л.В. Сборные неразрезные железобетонные пролетные строения мостов [Текст] / Л.В. Захаров, Н.М. Колоколов, А.Л. Цейтлин. – М.: Транспорт, 1983. – 232 с.

83. Иосилевский, Л.И. Долговечность предварительно напряженных железобетонных балочных пролетных строений мостов [Текст] / Л.И. Иосилевский. – М.: Транспорт, 1967. – 288 с.

84. Лившиц, Я.Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона [Текст] / Я.Д. Лившиц. – Киев: Вища школа, 1975. – 280 с.

85. Голышев, А.Б. Расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом фактора времени [Текст] / А.Б. Голышев, В.П. Полищук, И.В. Руденко. – Киев: Будивельник, 1975. – 112 с.

86. Овчинников, И.И. Учет коррозионного растрескивания арматуры при расчете предварительно напряженного армированного стержневого конструктивного элемента [Текст] / И.И. Овчинников, В.Н. Мигунов, И.Г. Овчинников // Вестник Волгогр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Стр-во и архит. – 2013. – Вып. 34(53). – С. 37-47.

87. Седов, Л.И. Механика сплошной среды. Т.1 [Текст] / Л.И. Седов. – М., 1970. – 492 с.

88. Огибалов, П.М. Оболочки и пластины [Текст] / П.М. Огибалов, М.А. Колтунов. – Издательство Московского университета 1969г – 695с.

89. Комаровский, А.Н. Строительство ядерных установок [Текст] / А.Н. Комаровский. – М.: 1969. – 275 с.

90. Дубровский, В.Б. Радиационная стойкость строительных материалов [Текст] / В.Б. Дубровский. – М.: Стройиздат, 1977. – 278 с.

91. Радиационная стойкость строительных материалов [Текст]: справочник / под ред. В.Б. Дубровского. – М.: Атомиздат, 1973. – 264 с.

92. Дубровский, А.В. Исследование напряжённо-деформированного состояния строительных конструкций, находящихся под воздействием ионизирующих излучений [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / А.В. Дубровский. – 1986. – 21с.

93. Андреев, В.И. Некоторые задачи и методы механики неоднородных тел [Текст] / В.И. Андреев. – М.: Издательство АСВ, 2002. – 288 с.

94. Дубровский, В.Б. Строительные материалы и конструкции защиты от ионизирующего излучения [Текст] / В.Б. Дубровский, З. Аблевич. – М.: Стойиздат. 1983. – 240 с.

95. Забудько, Л.М. Работоспособность ТВС быстрых реакторов [Текст] / Л.М. Забудько, Ю.И. Лихачев, А.А. Прошкин // Физика и техника ядерных реакторов – М.: Энергоатомиздат, 1988. – №35. – 168 с.

96. Appleby W. K. Swelling in neutron-irradiated 300-series stainless steels // Proc. of Int. Conf. Rad. Effects in Breeder Reactor Structural Materials. Scottsdale, Arisona. 1977. – P. 53. p.509.

97. Bates J., Straalsand J. An empirical representation of irradiation induced swelling of solution treated type 304 stainless steel. – Nuclear Technology, 1972, vol. 14. N 3. – p. 292–298.

98. Helbling W. Deformation of fuel element boxes gas-cooled fast breeder reactors due to neutron irradiation induced swelling of steel.–Nuclear Engineering and Design, 1971, vol. 16, N 1. – p. 59–66.

99. Дюпуи, Д.М. Свойства материалов, облученных в реакторе RAPSODIE [Текст] / Д.М. Дюпуи // Топливо и твэлы для быстрых реакторов.– М.: Атомиздат, 1975, вып. 5, – с.39–46.

100. Быков, В.Н. Эмпирическая зависимость набухания стали ОХ16Н15МЗБ от дозы и температуры облучения [Текст] / В.Н. Быков.– Атомная энергия, 1976. Т. 40, вып. 4. – С. 293–295.

101. Андреев, В.И. Расчет толстостенной трубы из нелинейно-упругого материала [Текст] / В.И. Андреев, Ю.Н. Малашкин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – №6. – С. 70-72.

102. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде [Текст] / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 205 с.

103. Иванов, Ф.М. Коррозионные процессы и стойкость бетона в агрессивных средах [Текст]: автореф. дис. ... д-ра техн. наук / Ф.М. Иванов; Научно-исследовательский институт бетона и железобетона (НИИЖБ). – М., 1969. – 38 с.

104. Васильев, А.И. Прогноз коррозии арматуры железобетонных конструкций автодорожных мостов в условиях хлоридной агрессии и карбонизации [Текст] / А.И. Васильев, А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2002. – №6.– С. 27-32.

105. Рысева, О.П. Долговечность изделий из железобетона для промзданий на Крайнем Севере с эксплуатационной средой, содержащей хлор [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05, 05.23.01 / О.П. Рысева; Киевский инж.-строит. ин-т. – Киев, 1990. – 19 с.

106. Сетков, В.Ю. Действие углекислого газа на железобетонные балки и плиты промышленных зданий и сооружений [Текст] / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова, О.П. Рысева // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1988. – №2. – С.4-6.

107. Сетков, В.Ю. Разрушение железобетонных конструкций промышленных зданий при действии хлора [Текст] / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова, О.П. Рысева // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1989. – №11. – С.6-10.

108. Сетков, В.Ю. Срок службы монолитных железобетонных перекрытий промзданий в среде, содержащей хлор [Текст] / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова, О.П. Рысева // Бетон и железобетон. – 1991. – №9. – С.27-28.

109. СНиП 2. 03. 11-85. Защита строительных конструкций от коррозии [Текст]. – М.: ГП ЦПП, 1995. – 55 с.

110. Zivica V. Corrosion of reinforcement induced by environment containing chloride and carbon dioxide / V. Zivica // Bulletin of Materials Science. 2003. – Vol. 26. – № 6. – P. 605-608.

111. Service Life Prediction of Reinforced Concrete Structures. – Sydney: Austroads, 2000, – 79pp.

112. Ishida T. Modeling of pH profile in pore water based on mass transport and chemical equilibrium theory / T. Ishida, K. Maekawa // Concrete Library of JSCE. 2001 – 37. – P. 131-146.

113. Maekawa K. Multi-scale Modeling of Concrete Performance. Integrated Material and Structural Mechanics / K. Maekawa, T. Ishida, T. Kishi //Journal of Advanced Concrete Technology. – 2003. – Vol. 1, – №2. – P. 91-126.

114. Маринин, А.Н. Моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов конструкций в условиях хлоридной коррозии и карбонизации [Текст] / А.Н. Маринин, Р.Б. Гарибов, И.Г. Овчинников. – Саратов: Издат. Центр «Рица». 2008. – 296 с.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	3
1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ДАННЫЕ ПО ВЛИЯНИЮ АГРЕССИВНЫХ СРЕД НА КОМПОНЕНТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА.....	7
1.1. Карбонизация железобетонных конструкций.....	10
1.1.1. Факторы, влияющие на карбонизацию .....	11
1.1.2. Влияние карбонизации на характеристики бетона .....	22
1.2. Хлоридная коррозия железобетонных конструкций.....	24
1.2.1. Особенности проникания хлоридов в железобетонные конструкции.....	24
1.2.2. Влияние хлоридов на кратковременные и длительные свойства бетона .....	28
1.2.3. Влияние хлоридов на механические свойства арматуры.....	31
1.2.4. Влияние хлоридов на коррозионный износ арматуры .....	35
1.2.5. Влияние хлоридов на сцепление арматуры с бетоном .....	38
1.3. Сульфатная коррозия железобетонных конструкций .....	40
1.3.1. Особенности проникания сульфатсодержащих сред в железобетонные конструкции .....	41
1.3.2. Влияние на кратковременные и длительные свойства бетона .....	45
1.3.3. Влияние на механические свойства арматуры .....	54
1.4. Коррозионное растрескивание железобетонных конструкций.....	57
1.4.1. Общая информация о коррозионном растрескивании арматуры.....	57
1.4.2. Экспериментальные данные по коррозионному растрескиванию арматуры.....	60
1.5. Влияние радиации на железобетонные конструкции.....	68
1.5.1. Особенности воздействия радиационных сред на железобетонные конструкции .....	68
1.5.2. Влияние радиационных факторов на механические характеристики бетона .....	70
1.5.3. Влияние радиационных факторов на механические свойства и набухание арматуры.....	74
2. ПРИМЕНЕНИЕ ТЕОРИИ СТРУКТУРНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ МОДЕЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ С АГРЕССИВНЫМИ СРЕДАМИ .....	86
2.1. Общий подход к построению моделей деформирования и разрушения железобетонных конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами .....	86
2.2. Взаимодействие нагруженных железобетонных элементов конструкций с хлоридсодержащими агрессивными средами.....	91
2.1.1. Проникание хлоридов в объем конструктивного элемента и влияющие факторы .....	94
2.1.2. Учет влияния различных факторов на кинетику проникания хлоридов в объем конструктивных элементов.....	99
2.3. Исследование кинетики диффузии хлоридов в объем конструктивного элемента.....	106
2.3.1. Решение задачи диффузии хлоридов с помощью метода контрольного объема.....	106

2.3.2. Анализ особенностей проникания хлоридсодержащей среды в армированные конструктивные элементы.....	112
Агрессивная среда.....	115
2.4. Модели деформирования компонентов железобетона в условиях воздействия хлоридсодержащей среды.....	119
2.4.1. Нелинейная модель деформирования бетона.....	119
2.4.2. Модель деградации механических свойств бетона в хлоридсодержащей среде .....	134
2.4.3. Определение коэффициентов модели деформирования бетона по экспериментальным данным.....	136
2.4.4. Моделирование влияния хлоридсодержащей среды на механические характеристики железобетона.....	138
2.4.5. Верификация модели деформирования бетона с учетом влияния хлоридов .....	146
2.4.6. Модель деформирования стальной арматуры в условиях воздействия хлоридсодержащей среды .....	148
2.4.7. Характеристики коррозионного поражения стальной арматуры....	158
2.4.8. Модели коррозионного износа арматуры.....	159
2.4.9. Модель коррозионной поврежденности стальной арматуры .....	163
2.5. Модели деформирования компонентов железобетона в условиях воздействия сульфатсодержащей среды.....	171
2.5.1. Моделирование проникания сульфатсодержащей среды в железобетон и химического взаимодействия ее с бетоном .....	172
2.5.2. Модель деформирования бетона в условиях воздействия сульфатсодержащей среды.....	176
2.5.3. Модель деформирования и коррозионного разрушения арматуры в условиях воздействия сульфатсодержащей среды .....	184
2.6. Моделирование коррозионного растрескивания арматуры железобетонных конструкций .....	187
2.6.1. Применение теории длительной прочности для моделирования коррозионного растрескивания.....	187
2.6.2. Применение теории накопления повреждений Ю.Н. Работнова к описанию коррозионного растрескивания .....	189
2.6.3. Моделирование деформирования и коррозионного растрескивания арматурного стержня .....	194
2.6.4. Применение теории длительной прочности А.Р. Ржаницына для моделирования коррозионного растрескивания арматуры.....	198
2.6.5. Модель деформирования с учетом коррозионного растрескивания предварительно напряженного железобетонного стержня.....	203
2.7. Модель деформирования бетона с учётом воздействия радиационных сред .....	214
2.7.1. Параметры, описывающие процесс разрушения бетона, подверженного воздействию радиационных сред.....	215
2.7.2. Модели, описывающие изменение дозы облучения (флюенса) нейтронного потока по объему конструкции.....	215
2.7.3. Модели, описывающие изменение радиационных деформаций бетона.....	219

2.7.4. Модель деформирования бетона с учётом воздействия радиационных сред.....	221
2.7.5. Модель деформирования бетона для случая сложного напряженного состояния.....	223
2.7.6. Модель деформирования толстостенной цилиндрической оболочки из бетона в условиях радиационного воздействия и неравномерного поля температур.....	224
2.8. Моделирование совместного воздействия карбонизации и хлоридной коррозии на железобетон .....	228
2.8.1. Общие соображения об эффекте совместного действия карбонизации и хлоридов на железобетон.....	228
2.8.2. Построение математической модели процесса карбонизации .....	238
2.8.3. Модель деформирования железобетона в условиях совместного воздействия хлоридсодержащей среды и карбонизации.....	243
2.8.4. Модель деформирования сжимаемого железобетонного конструктивного элемента, подвергающегося воздействию хлоридсодержащей среды и карбонизации.....	247
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	255

Научное издание

Овчинников Илья Игоревич  
Мигунов Виктор Николаевич  
Овчинников Игорь Георгиевич

МОДЕЛИРОВАНИЕ КИНЕТИКИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ  
АРМИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
В СПЕЦИАЛЬНЫХ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СРЕДАХ  
Монография

В авторской редакции  
Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 09.09.14. Формат 60×84/16.  
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.  
Усл.печ.л. 16,27. Уч.-изд.л. 17,5. Тираж 500 экз. 1-й завод 100 экз.  
Заказ № 311.

---

Издательство ПГУАС.  
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.