МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

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

В.Н. Мигунов

ДЛИТЕЛЬНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ТРЕЩИНАМИ В АГРЕССИВНОЙ ХЛОРИДСОДЕРЖАЩЕЙ СРЕДЕ

Пенза 2016

Рецензенты: доктор технических наук, профессор кафедры «Транспортное строительство» Саратовского государственного технического университета имени Ю.А. Гагарина И.Г. Овчинников; доктор технических наук, профессор заведующий кафедрой «Строительные конструкции, основания и надежность сооружений» ВолгГАСУ В.А. Пшеничкина

Мигунов В.Н.

М57 Длительные экспериментальные исследования моделей железобетонных конструкций с трещинами в агрессивной хлоридсодержащей среде: моногр. / В.Н. Мигунов. – Пенза: ПГУАС, 2016. – 404 с.

ISBN 978-5-9282-1421-0

Монография посвящена экспериментально-теоретическим исследованиям долговечности железобетонных конструкций, эксплуатирующихся с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона. Рассмотрено влияние агрессивной хлоридсодержащей среды на возникновение коррозии арматуры в железобетонных конструкциях без трещин, с силовыми и коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона. Приводится методика и результаты длительных натурных и кратковременных лабораторных экспериментальных исследований кинетики развития геометрических характеристик коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона и их влияние на деформационные и прочностные свойства прямых моделей железобетонных конструкций, испытывающих кратковременное воздействие центральной и внецентренной сжимающей нагрузки.

Полученные результаты исследований предназначены для повышения долговечности железобетонных конструкций, эксплуатирующихся, прежде всего, в условиях воздействия агрессивных хлоридсодержащих сред.

Книга представляет интерес для широкого круга специалистов, занимающихся вопросами долговечности железобетонных конструкций, аспирантов, а также студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению 08.03.01; 08.04.01 «Строительство».

ISBN 978-5-9282-1421-0

 © Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2016
 © Мигунов В.Н., 2016

ВВЕДЕНИЕ

Сочетание высокой прочности бетона и арматурной стали в железобетонных конструкциях дает идеальный композитный материал, имеющий, по сравнению с другими материалами, широкий спектр применения в области строительства объектов промышленного, гражданского и сельскохозяйственного назначения.

История развития железобетона имеет очень редкие случаи разрушения структуры железобетонных конструкций из-за механических нагрузок, которые не были учтены на этапе проектирования техническими стандартами.

В мировой практике строительства разрушающему действию агрессивных сред подвергается 75 % строительных конструкций. В подземном строительстве величина этого показателя еще выше. Ежегодные финансовые потери от агрессивных воздействий на строительные конструкции составляет до 5 % национального дохода. В развитых промышленных странах более 40 % капиталовложений в строительной отрасли используется для эксплуатационного ухода и ремонта сооружений из железобетона и менее 60 % – для возведения новых [1].

Воздействию хлоридсодержащих сред подвергаются не менее 75 % инженерных конструкций в дорожно-мостовом хозяйстве, на предприятиях металлургической, химической, нефтехимической, целлюлозно-бумажной, текстильной и пищевой промышленности, а также на объектах, расположенных вблизи морских побережий [2, 3].

Коррозионное состояние стальной арматуры в железобетонных конструкциях является основополагающим фактором, поддерживающим их нормативную работоспособность в существующих зданиях и инженерных сооружениях и вносящей значительный вклад в ряд структурных разрушений [4].

В большинстве случаев коррозия арматуры снижает срок службы железобетонных перекрытий и покрытий. Она приводит к уменьшению поперечного сечения арматуры, изменению прочностных свойств стали и снижению сцепления арматуры с бетоном [5]. Продукты коррозии арматуры превышают объем не пораженной коррозией стали в 2–3 раза и создают дополнительные напряжения в бетоне, окружающем арматуру, способствуя в течение сравнительно короткого времени образованию и развитию коррозионных продольных трещин и отслоению защитного слоя бетона [6].

В настоящее время даже после более 100-летнего опыта исследования коррозионного поведения стали в железобетонных конструкциях существует необходимость в более глубоком изучении факторов и показателей, влияющих на коррозию арматуры, для разработки новых или улучшения действующих стандартов и практических рекомендаций, в которых прогнозируется долговечность строительных объектов из железобетонных элементов [7, 8].

До 1970 годов существовала уверенность, что в различных условиях эксплуатации железобетонные конструкции являются вечными. Однако, с течением времени срок их службы ограничивался именно из-за коррозии арматуры. Уверенность в полной коррозионной сохранности арматуры объяснялось существованием идеальных условий для защиты стали благодаря щелочности бетона. Однако, в условиях повышенной агрессивности, как правило, относящихся к присутствию хлоридов, бетон теряет свои защитные свойства по отношению к арматуре и позволяет возникновению коррозионного процесса на арматуре, приводящего к очень серьезным последствиям [4].

Только с начала 1970-х стали появляться результаты исследований коррозии арматуры в железобетонных конструкциях [9, 10]. За прошедшие годы были установлены основы механизма протекания коррозии арматуры и условия, которые вызывают закономерности ее развития. Были разработаны методы диагностирования и контроля коррозионных процессов. В частности, было выявлено, что коррозия арматуры наступает только когда происходит депассивация её поверхности в результате карбонизации бетона или действия хлоридов в присутствии кислорода и влаги [11].

В Российской Федерации экономические потери при ремонтах и усилении строительных конструкций в настоящее время оцениваются ежегодно в 20-25 млрд руб., прежде всего из-за того, что в транспортном строительстве сборный железобетон практически заменил металл в мостах с малыми и средними пролётами менее 34 метров [12].

В конце 90-х годов в США только для ремонта мостов из железобетона затрачивалось более 20 млрд долларов в год, которые возрастают ежегодно на 0,5 млрд долларов. В Великобритании на ремонт аналогичных инженерных сооружений ежегодно тратится более 1 млрд долларов. [1].

По данным Национального бюро стандартов США на восполнение коррозионных потерь сталесодержащих материалов расходуется около 40 % ежегодно производимого металла [13].

Защитный слой бетона в железобетонных конструкциях обеспечивает коррозионную сохранность арматуры [14, 15]. В тоже время снижение массы и повышение архитектурной выразительности железобетонных конструкций приводит к уменьшению толщины полок и стенок и, соответственно, толщины защитного слоя бетона. В результате этого через 10–15 лет, а иногда и через 1-2 года эксплуатации зданий и сооружений затраты на ремонт железобетонных конструкций начинают превышать их первоначальную сметную стоимость, не только в России, но и в других зарубежных странах [16]. Особенностью железобетона как композитного материала является нелинейность его деформирования под нагрузкой, способствующей появлению в неагрессивных и агрессивных условиях усадочных, температурных, силовых и коррозионных трещин. Наличие силовых поперечных трещин в защитном слое бетона оказывает большое влияние на работоспособность железобетонных конструкций и,соответственно, на их долговечность. Силовые расчётные поперечные трещины в защитном слое бетона являются легитимными проводниками агрессивной среды к поверхности арматуры. Несмотря на это количество экспериментальных и теоретических исследований по изучению их влияния на возникновение коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона, снижающим деформационные и прочностные свойства железобетонных конструкций, очень ограничено.

Строительные нормы не дают прямую оценку остаточного ресурса железобетонных конструкций с расчетными силовыми поперечными трещинами, эксплуатирующихся в различных агрессивных средах.

Согласно нормативным документам в расчетах железобетонных конструкций, подверженных воздействию агрессивных сред, по первому и второму предельному состоянию не принимаются во внимание изменение физико-механических характеристик бетона и степень коррозионного поражения арматуры [14, 17]

Важным негативным фактором, определяющим существование несоответствия проектного нормативного и фактического срока эксплуатации несущих железобетонных конструкций в агрессивных средах, является отсутствие в нормативных документах методики их полного вероятностного расчета, так как для ее выполнения требуется определенная статистика различных факторов, таких как данных мониторинга и контроля качества при изготовлении железобетонных конструкций. Этот вид расчета напрямую связан с вопросами надежности и долговечности и позволяет изготавливать экономичные железобетонные конструкции, более приспособленные к агрессивным условиям эксплуатации, с учётом принятых конструктивных решений. С помощью полученных расчетных зависимостей в полном вероятностном расчёте может быть с высокой вероятностью определён срок службы железобетонных конструкций, а также имеющиеся в них технические резервы [18].

Решение проблемы обеспечения долговечности несущих железобетонных конструкций в агрессивных средах с учётом коррозионной сохранности арматуры, с помощью применения полимерных композитных материалов, имеет серьезные технические трудности. Главные из них – это незначительная термо- и огнестойкость применяемых связующих, а также достаточно низкий модуль упругости по сравнению с металлом [1, 19]. По данным [20] коэффициент полезного действия экспериментальных научных исследований составляет 2 %. Для железобетонных конструкций, состоящих из многокомпонентных материалов, наиболее объективные научные результаты по исследованию их долговечности определяются при натурных и лабораторных экспериментальных испытаниях их прямых моделей по сравнению с теоретическими исследованиями.

При исследовании работоспособности несущих железобетонных конструкций, особенно в агрессивных средах, отсутствие математически обоснованного необходимого их количества способствует очень часто к получению недостаточного объема экспериментальных данных, приводящих к не объективному изучению поставленных научных задач. В тоже время принятый завышенный объем опытных железобетонных конструкций увеличивает стоимость и продолжительность экспериментальных исследований.

Существующие научные исследования долговечности железобетонных конструкций, испытывающих воздействие агрессивных сред, сосредоточены, главным образом, на проблемах их защиты от коррозии. Однако, они не позволяют рационально использовать ресурсные возможности железобетона. В тоже время, имеющиеся немногочисленные экспериментальные данные по работоспособности железобетонных конструкций в агрессивных средах, показывают необратимый характер изменения механических свойств как бетона, так и арматуры во времени.

В первой главе монографии рассматриваются теоретические исследования влияния коррозии арматуры в железобетонных конструкциях без трещин, с силовыми поперечными трещинами и с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона на работоспособность железобетонных конструкций в хлоридсодержащих средах в условиях карбонизации бетона.

Во второй главе представлены методы испытания бетонных и железобетонных элементов. Приводится разработанная методика экспериментальных исследований деформационных свойств на прямых моделях железобетонных конструкций с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона. Показаны результаты длительных экспериментальных натурных исследований изменения геометрических параметров коррозионных продольных трещин на прямых моделях железобетонных конструкций.

В третьей главе рассматриваются и анализируются полученные результаты экспериментальных исследований деформационных и прочностных свойств на прямых моделях железобетонных призматических колонн при действии кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки. В четвертой главе приводятся и анализируются полученные результаты экспериментальных исследований деформационных и прочностных свойств на прямых моделях железобетонных двухконсольных колонн при действии кратковременной внецентренно приложенной сжимающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета.

В пятой главе рассматриваются и анализируются полученные результаты экспериментальных исследований деформационных и прочностных свойств рабочей арматуры при испытании ее на растяжение с опытных прямых моделей железобетонных конструкций.

Автор выражает благодарность аспирантке кафедры «Строительные конструкции» Пензенского государственного университета архитектуры и строительства Шамшиной Ксении Викторовне за оказанную помощь в изготовлении опытных железобетонных конструкций и проведении экспериментальных исследований.

1. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ КОРРОЗИИ АРМАТУРЫ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ НА ИХ ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

1.1. Железобетон – самый употребляемый и долговечный материал в строительстве зданий и сооружений

Самым распространенным в мире строительным материалом является бетон и железобетон, применение которых определяется возможностью получать строительные конструкции различной формы.

Железобетонные конструкции являются базой современного индустриального наземного и подземного строительства.

Железобетон является основным материалом для строительства не только зданий, но и объектов инженерной инфраструктуры, представляющие гидротехнические сооружения: мосты, акведуки и каналы; природоохранные сооружения: отстойники, аэротенки, береговые укрепления, шумовые экраны, объекты для хранения радиоактивных, взрывчатых и ядовитых веществ [21].

По сравнению с другими строительными материалами железобетон более долговечен, так как прочность бетона с течением времени возрастает, а сталь в бетоне защищена от коррозии. Практически все инженерные сооружения различного назначения, выполненные из бетона и железобетона, подвергаются совместному воздействию эксплуатационных нагрузок, температуры, различных агрессивных сред и физических полей.

Бетон как материал для коррозионностойких железобетонных конструкций обладает необходимой прочностью, хорошим сцеплением с арматурой, морозостойкостью, достаточной плотностью (непроницаемостью) для защиты арматуры от коррозии [22–25]. Благодаря своим свойствам железобетон успешно вытесняет металл даже из таких отраслей как высотное строительство и мостостроение [21].

Бетон как материальная субстанция на земном шаре после воды стоит на втором месте по объемам использования его человечеством – примерно полторы тонны на человека в год [21].

Объемы применения бетона и железобетона в практике строительства более чем в три раза превышают объемы применения всех остальных строительных материалов вместе взятых. Мировые объемы производства строительных материалов в миллионах тонн составляют: бетон – 21000, цемент – 3500, дерево-4000, пластмассы и резина – 300, сталь – 1400, гипс – 250, известь – 130 и стекло – 120 [21].

Наиболее крупными производителями бетона для монолитного строительства являются: Китай – 500 млн м³, США 260 млн м³ в 2012 г., Индия – 200 млн м³, Южная Америка – 150 млн м³, страны ЕС – 190 млн м³, Турция – 90 млн м³. Испания – 40 млн м³ и Франция – 35 млн м³. Россия на производство сборного и монолитного железобетона расходует более 70 % всего выпускаемого цемента и 30 % нерудных строительных материалов. В стоимостном выражении в России на бетон и железобетон приходиться 60 % стоимости всех применяемых в строительстве материалов [21].

По статистическим данным Ассоциации производителей цемента в Канаде [26] ежегодный объём применения бетона и железобетона в строительных конструкциях в мировом масштабе строительства составляет около 5 млрд м³ в год. В ближайшие десятилетия сборный и монолитный железобетон остается основным строительным материалом [27].

Среди строительных материалов железобетон является абсолютным лидером по отношению к охране окружающей среды. Его производство практически не загрязняет окружающую среду и по энергоемкости намного более эффективно, чем производство кирпича и стали. Расход энергии на производство соответствующих строительных материалов в МДж/т составляет: портландцемент – 4000-5000; кирпич – 2500; железобетон класса B25 – 2000; строительная сталь – 32000 [21].

Проведенные масштабные исследования эмиссии потенциально вредных веществ из бетона в окружающую среду, воздух, грунт, в поверхностные и подземные воды в Нидерландах в 2011–2012 гг. показали, что эмиссия вредных веществ из бетона, приготовленного из цемента, заполнителей, химических и минеральных добавок, фибры и воды, не превышали допустимых санитарных уровней в имеющихся нормативных экологических показателях [21].

В мире созданы и эффективно работают целый ряд организаций по использованию бетона и железобетона в строительстве зданий и сооружений, такие как Международная федерация по железобетону (FIB), Европейская ассоциация по бетонным дорогам(EUPAVE), Европейская ассоциация по готовым бетонным смесям (ERMCO), Европейская ассоциация по сборному железобетону (BIMB), Международный союз лабораторий по испытанию материалов (RILEM), Американский институт бетона (ACI) и Международная организация по стандартизации (ISO) [21].

В истории производства бетона наблюдается тенденция получения все более высокой прочности бетонов, выражающаяся в динамике роста максимальной прочности бетона при сжатии (в МПа) за последние 70 лет: 1940 г. – до 40; 1950 г. – до 55; 1960 г. – до 60; 1970 г. – до 70; 1980 г. – до 90; 1990 – до 120; после 2000 г – до 145 МПа и 2010 г – 200 МПа. В настоящее время промышленность ориентирована на производство бетона средних классов по прочности на сжатие до B35: в Европе 85 %, в Японии – 87 % и в США – 90 % [21].

Долговечность бетона зависит от его фильтрационных характеристик, для снижения которых в составах бетонов используются гидрофобизирующие добавки, которые, однако, снижают прочность и повышают ползучесть бетона [28].

Приведённые в [28] разработанные составы комплексных гидрофобизирующих добавок способствуют повышению кубиковой и призменной прочности бетонов с модификаторами на 15-20 % и марки по водонепроницаемости на 3 ступени по сравнению с бетоном без модификатора. Несмотря на то, что деформации ползучести всех исследуемых модифицированных бетонов возросли на 10–20 %, ползучесть при этом носила затухающий характер [28].

В технологии создания соответствующих видов бетона прослеживается следующая эволюция: бутобетоны, бетоны на крупном заполнителе, мелкозернистые бетоны и порошковые бетоны, а также нанобетоны. Оптимизация структуры бетона на макроуровне, за счёт введения стальной фибры, повышает предел прочности при сжатии до 150 МПа, а при введении полипропиленовой фибры до 170 МПа [29].

Широко используемые в настоящее время бездобавочные высокомарочные цементы с высокой удельной поверхностью и интенсивным твердением в ранние сроки соответствуют требованиям ГОСТ 10178-85 (Портладцемент и шлакопортландцемент. Технические условия.), но в отличии от них имеют более тонкий помол и ускоренный набор прочности [30].

Высокомарочные быстротвердеющие цементы с высокой тонкостью помола и интенсивным набором прочности в ранние сроки вызывают ускорение гидратационных процессов. Быстрое образование гидролизной извести цемента Ca(OH)₂, не успевающей связываться в низкоосновные гидросиликаты кальция, но успешно взаимодействующая с оксидами углерода, серы и азота из внешней среды, приводит к увеличению объема цементного камня соответственно на 11,6; 125 и 71 % [30].

Для возведения современных высотных зданий и инженерных сооружений применяются бетоны, обладающие высокими эксплуатационными свойствами с использованием пластификаторов нового поколения и эффективных минеральных добавок. Разработанные и выпускаемые в промышленном масштабе модификаторы бетона на основе пластификаторов и микрокремнезёмов позволяют получить мелкозернистые бетоны классов по прочности до B90 с низкой проницаемостью и высокой коррозионной стойкостью. Недостатками таких бетонов являются пониженная прочность на растяжение при изгибе, а также появление высоких температурных и усадочных деформаций из-за повышенного расхода цемента [31].

Железобетон как композитный материал обладает нелинейностью деформирования бетона и арматуры под нагрузкой, что способствует появлению в неагрессивных и агрессивных условиях усадочных, температурных, силовых и коррозионных трещин. Силовые и коррозионные продольные трещины оказывают большое влияние на долговечность железобетонных конструкций.

В то же время не до конца разработана единая теория, объясняющая явление ползучести бетона на физико-химической основе. По данным работ [32–35, 562] ползучесть является следствием влияния вязкой гелевой составляющей цементного камня на его объемные деформации, капиллярные явления, образование и развитие микро- и макротрещин. При этом капиллярные факторы не оказывают существенного влияния на ползучесть бетона [571, 572]. Основными факторами являются вязкое течение геля под нагрузкой и прогрессирующее развитие микротрещин в бетоне, наблюдающееся с некоторого уровня напряжений [193]. При низких напряжениях ($\sigma_b \leq R_{T_0}$) ползучесть бетона определяется вязкостью гелиевой составляющей цементного камня, его объемными деформациями в процессе изменения влажности при высыхании и воздействием внешней нагрузки, а при высоких напряжениях ($\sigma_b > R_{T_0}$) – за счёт образования и развития микро- и макротрещин.

Высокоэффективным бетоном нового поколения является напрягающий бетон, позволяющий получать повышенную трещиностойкость и водонепроницаемость (W18-W20) железобетонных конструкций [36].

Механизмом твердения напрягающего бетона является направленное кристаллообразование в твердеющем цементном камне, которое обеспечивает регулируемый объем расширения, происходящий в пластической структуре материала. При этом в условиях ограниченного расширения развивается самонапряжение, компенсирующее растягивающее напряжение. Конструкции, выполненные из напрягающего бетона, совмещают функции несущих конструкций и гидроизоляционного ковра. Применение напрягающего бетона повышает трещиностойкость железобетонных элементов, позволяет получить монолитную бесшовную железобетонную конструкцию протяженностью до 500 метров, с учётом обеспечения их нормативной долговечности. Экономический эффект применения бетонов с компенсированной усадкой в конструкциях подземной части зданий составляет от 900 руб. до 2432 руб. на один квадратный метр поверхности, за счёт отмены гидроизоляции типа «Волтекс», «Тефонд», «Рапидолакса» и «Сапмафил». При этом сроки строительства и трудозатраты сокращаются до 1,2-2 раз [36].

К технико-экономическим недостаткам трещиностойких обычных железобетонных конструкций по сравнению с нетрещиностойкими относится большая толщина элементов и значительный перерасход рабочей арматуры. Оптимальным решением ликвидации этих недостатков является использование нетрещиностойких железобетонных конструкции с ограниченной шириной раскрытия расчётных поперечных трещин. Из-за эффективного использования железобетонных элементов с трещинами ограниченного раскрытия в железобетонных подземных гидротехнических сооружениях, благодаря самоуплотнению трещин, именно в них впервые в 1959 г. были использованы нетрещиностойкие железобетонные конструкции [37–40].

Объём предварительно напряжённых железобетонных конструкций в различных странах составляет от 70 до 95 % от всего количества конструктивного железобетона. Наиболее эффективно используется предварительно напряжённый железобетон в длинномерных сооружениях, например мостах пролётом свыше 100 м. В предварительно напряжённых пустотных плитах перекрытий пролётом 6-7 м расход продольной рабочей арматуры может быть снижен в 3 раза по сравнению с ненапряжёнными, что обеспечивает соответственно их пониженную себестоимость. Однако сокращение расхода металла на единицу продукции железобетонных элементов приводит к уменьшению диаметра арматуры, что повышает вероятность разрушения железобетонных конструкций в случае коррозии арматуры, за счёт большей относительной глубины её поражения [41].

Коррозионное состояние стальной арматуры в бетонах на смешанных вяжущих является основным фактором при определении областей применения железобетонных конструкций из таких бетонов [42].

Кислые газы растворяясь в жидкой фазе в бетоне, образуют кислоты, которые вступая в химические реакции с Ca(OH)₂, силикатами, алюминатами и другими соединениями цемента, нейтрализуют их, вызывая усадочные трещины, снижающие способность поддерживать арматуру в пассивном состоянии.

Основным видом повреждения железобетона в агрессивных газовых средах является коррозия стальной арматуры по сравнению с бетоном [43]. В воздушной атмосфере основную долю среди всех содержащихся газов составляет углекислый газ, достигая 1 % по объёму, в то время как концентрация углекислого газа в чистом воздухе находится в пределах 0,03 % по объёму или 600 мг/м³.

После диоксида углерода наиболее распространенным из кислых газов, содержащимся в газовоздушной атмосфере городов, является сернистый газ (SO₂). По характеру химического воздействия на бетон сернистый газ не отличается от углекислого газа. Термодинамические расчеты показывают, что все продукты гидратации цементного клинкера неустойчивы к действию сернистого газа [44].

В воздушной атмосфере промышленных зданий содержится хлор [45–47]. При взаимодействии хлора с гидроокисью кальция кроме хлористого кальция образуется гипохлорит $Ca(ClO)_2$, который в присутствии $Ca(OH)_2$ образует ряд основных солей. Гипохлорит и основные соли стабильны только в присутствии $Ca(OH)_2$ и разлагаются углекислым газом воздуха.

Процесс коррозии арматуры развивается после нейтрализации защитного слоя бетона и проникания к поверхности арматуры агрессивных к стали солей, образующихся при взаимодействии агрессивных газов с цементным камнем. Многочисленные повреждения несущих железобетонных конструкций в результате карбонизации тяжёлого бетона характерны для промышленных цехов с влажным режимом работы. За 10–20 лет эксплуатации глубина карбонизации бетона железобетонных конструкций в этих зданиях и сооружениях составляет 10–20 мм и более [43].

В производственных животноводческих помещениях с содержанием углекислого газа 0,3 % по объёму после 10–15 лет эксплуатации несущих железобетонных конструкций наблюдается карбонизация всего защитного всего слоя бетона толщиной 20 мм. Первые признаки отслоения защитного слоя бетона в результате коррозии арматуры отмечаются уже через 20 лет с начала эксплуатации. Предельное состояние железобетонных перекрытий в результате полного отслоения защитного слоя бетона наступает через 25 лет с начала эксплуатации [48].

Опасность карбонизации бетона особенно возрастает при наличии в бетоне хлоридов, внесённых в него с исходными материалами или из окружающей среды. В карбонизированном бетоне происходит распад малорастворимых хлоридсодержащих соединений с выделением хлоридов в жидкую фазу. Снижение величины pH бетона уменьшает критическое содержание хлоридов, при котором начинается процесс коррозии арматуры [43].

Потеря эксплуатационных свойств железобетонных конструкций в производственных зданиях и инженерных сооружениях очень часто происходит вследствие коррозии арматуры, из-за влияния таких факторов как карбонизация бетона и присутствия хлорид-ионов.

Карбонизации подвергаются практически все железобетонные конструкции в результате диффузии углекислого газа, который практически везде и всегда в необходимом количестве содержится в воздушной атмосфере.

Широко распространенной агрессивной эксплуатационной средой железобетонных конструкций является хлоридсодержащая среда, источником появления которой служат средства-антиобледенители, применяемые при борьбе с гололедом на транспортных сооружениях; морская вода или солевой туман в прибрежной зоне морей и океанов; добавки-ускорители твердения бетона, ранее использовавшиеся при зимнем бетонировании.

Воздействию хлоридсодержащих, сред подвергается до 75 % инженерных конструкций и сооружений в дорожно-мостовом хозяйстве, на предприятиях металлургической, химической, нефтехимической, целлюлознобумажной, текстильной и пищевой промышленности, а также в зданиях сельскохозяйственного производственного назначения. Нормативная долговечность обычных железобетонных конструкций с горячекатаной пластичной арматурой соблюдается при обеспечении в процессе их эксплуатации двух условий [49–52]:

1) коррозия не должна приводить к недопустимому снижению механических характеристик арматуры;

2) коррозия не должна вызывать образования коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона вдоль арматурных стержней.

Результаты имеющихся экспериментальных исследований показывают различное влияние коррозии арматуры на изменение её механических характеристик. Агрессивная среда отрицательно влияет на пластические свойства сталей, понижая их сопротивляемость хрупкому разрушению, по сравнению с незначительным влиянием её на прочностные свойства стали [53–57]. Язвенные поражения при хлоридной коррозии арматуры вызывают заметное снижение её физико-механических характеристик, особенно пластичности [563], аналогично действию концентраторов напряжений, которые локализуют пластическую деформацию в небольшом объёме металла [49].

Агрессивная среда, необратимо изменяющая свойства бетона и приводящая к коррозированию армирующих элементов, нарушению сцепления арматуры с бетоном, является одним из основных факторов снижения долговечности железобетонных конструкций транспортных сооружений [58].

Разрушение железобетонной эстакады моста после 15 лет эксплуатации через Красную реку в Тонкине (Вьетнам) было вызвано разрывом арматурных стержней диаметром 16–20 мм из-за коррозионного поражения арматуры в трещинах бетона, вследствие попадания в трещины солоноватой воды из реки [59].

Железобетонные конструкции путепроводов и мостов в г. Москве и Подмосковье имеют многочисленные коррозионные повреждения различной степени от применения противогололедных реагентов, выделения в атмосферу оксидов азота и сернистого ангидрида, выбрасываемых двигателями автотранспорта и промышленными предприятиями. Ежегодные аварийные обрушения коммунальных железобетонных тоннелей, особенно часто коллекторов сточных вод, вызваны, в первую очередь, газовой коррозией. На большинстве промышленных предприятий в г. Москве и Подмосковье наблюдаются повреждения строительных железобетонных конструкций от потери эстетически приемлемого вида до полного обрушения, вызванные агрессивным воздействием растворов солей, кислот, щелочей и маслами [1].

Среди инженерных сооружений и зданий в г. Москве наиболее часто выходят из нормального режима эксплуатации метромост в Лужниках, путепровод в метро «Парк Культуры», путепровод на Самотечной площади, ряд мостов через реку Яузу; коммунальные тоннели и каналы; коллекторы сточных вод; подземные сооружения типа подвалов с фундаментами; предприятия машиностроительного и строительного комплекса; нефтеперерабатывающие заводы; молоко- и мясоперерабатывающие заводы; дрожжевые заводы и хлебозаводы. Ускоренное старение объектов промышленности, энергетики, транспорта и сооружений коммунального хозяйства приводит к большим неоправданным затратам на ремонт и восстановление [1].

Мировые развитые страны ежегодно теряют 10 % своего национального дохода из-за низкого качества выпускаемой промышленной продукции, в том числе из-за разрушения строительных конструкций. Материальные потери только от их коррозии в США составляют более 200 млрд долл. в год [60]. В Китае на промышленных предприятиях железобетонные конструкции подверглись разрушению от коррозии арматуры, пробыв в эксплуатации около 2 - 3 лет. Эти несущие конструкции не были демонтированы и их постоянно приходилось ремонтировать. В одном из цехов капитальный ремонт железобетонных конструкций проводился 15 раз в течение 16 лет, при этом суммарные затраты на ремонт были равны стоимости строительства новых подобных объектов. В России материальные денежные средства, затрачиваемые на ремонт и восстановление аналогичных отдельных промышленных сооружений с несущими железобетонными конструкциями, за 4–5 лет составляют денежную сумму равную обшей их стоимости [1, 61].

Многие современные мегаполисы, исчерпав ресурс земель под постройку и столкнувшись с транспортными проблемами, обратились к подземному строительству. Примерами являются канадский Монреаль, в котором построен целый подземный город, японский Осака, где в условиях сложных грунтов, болот и сейсмичности освоены колоссальные строительные подземные пространства на пять-шесть уровней вниз.

В Москве от общего объема строительства на подземные объекты приходится всего 8 %, тогда как для нормального функционирования такого мегаполиса как Москва, этот объем должен составлять не менее 20–25 %. Подземное строительство, особенно в условиях городской среды, характеризуется усиленным процессом протекания коррозионного процесса в железобетонных конструкциях. Преобладающим фактором, определяющим преждевременное коррозионное разрушение подземных железобетонных конструкций, является коррозия арматуры, получаемая за счет карбонизации бетона и воздействия хлоридов, вызывающие повреждение защитного слоя бетона [1].

В соответствии с требованиями нормативно-технической документации [14, 15] для предотвращения коррозионного разрушения железобетонных конструкций в зависимости от степени агрессивности воздействующей среды применяются первичная и вторичная виды защиты или их сочетание. Обеспечение нормативной долговечности железобетонных конструкций без специальной (вторичной) защиты является наиболее эффективным экономическим фактором, так как вторичная защита существенно удорожает конструкцию и к тому же она не обладает необходимой стойкостью на весь период эксплуатации [49].

Однако используемыми методами первичной защиты не всегда удается обеспечить требуемую долговечность железобетонных конструкций. Применение методов первичной защиты технически оправдано и самодостаточно в основном для эксплуатации конструкций в слабоагрессивных и некоторых среднеагрессивных средах. Доля таких конструкций составляет не более 30 % от общего объема конструкций, работающих в агрессивных средах [1, 62].

Вторичная защита железобетонных строительных конструкции предусматривается с учетом вида защищаемой конструкции, ее назначения, технологии изготовления, возведения, условий эксплуатации, состояния поверхности, расположения арматуры, допустимости и ширины раскрытия поперечных трещин, вида и степени агрессивности среды, возможности и периодичности образования конденсата на поверхности, способа нанесения и толщины защиты и прогнозируемого срока службы в эксплуатационных условиях. Методы оценки защитных свойств антикоррозионных покрытий по бетону включены в межгосударственный стандарт ГОСТ 31384-2008 [63].

Для недопущения коррозии стальной арматуры в железобетонных конструкциях используются ингибиторы коррозии в виде нитратов или нитритов щелочных и щелочно-земельных металлов. Самым распространенным анодным ингибитором является нитрат кальция, который не имеет неблагоприятного воздействия на свойства бетона даже после его отверждения. Высокую эффективность по предотвращению коррозии арматуры имеют нитраты калия и натрия.

Более высокими показателями по коррозионной сохранности арматуры обладают комбинированные добавки, чем использование добавок по отдельности [64]. Вводимые добавки также положительно влияют на состояние бетона [11].

Одним из методов предотвращения коррозионных разрушений является нанесение на поверхность арматуры защитных покрытий. Нанесение защитного покрытия на арматуру железобетонных конструкций в виде создания защитной эпоксидной плёнки (чернение), фосфотирования и цинкования поверхности, образования порошкового полимерного покрытия на практике встречается редко, так как возобновление защитного покрытия невозможно без частичного разрушения железобетонной конструкции [65]. Защитные покрытия для арматуры применяются в тех случаях, когда иные способы обеспечения ее коррозионной сохранности недостаточно эффективны [11]. Расчётные концепции определения долговечности железобетонных конструкций бывают предписывающего и вероятностного характера. Первые основаны на технических условиях используемых материалов, вторые – на количественных прогнозах по долговечности, полученных на прямых моделях при натурных испытаниях, с учётом изменения фактических геометрических и механических характеристик.

В связи с неоднородностью свойств составляющих материалов механические характеристики железобетонных конструкций имеют случайный характер и вероятностное нормальное распределение.

Проверка отклонения статистического вероятностного распределения от нормального регламентируется ГОСТ Р ИСО 5479-2002 [66], в котором используются критерии в виде графического метода, направленного критерия, многостороннего критерия и совместного критерия для нескольких независимых выборок для проверки подчинения генеральной совокупности данных нормальному закону распределения.

Современные российские нормы построены на предписывающей концепции, но с присутствием широкого диапазона расчетных параметров и вариантов проектных решений. В России в ближайшей перспективе проектирование по жизненному циклу и сроку службы железобетонных конструкций будет одним из наиболее важных направлений в исследовании их долговечности [1].

Более 25 лет в Российской Федерации в области защиты и долговечности строительных конструкций действовал СНиП 2.03.11-85* [14]. Нормативный документ СП 28.13330-2012 [15] существенно отличается от СНиП 2.03.11-85*. Он содержит оценку агрессивности сред по отношению к высокофункциональным бетонам, международную классификацию агрессивных сред и учитывает современные методы защиты строительных конструкций от коррозии. Путь к актуализации СНиП 2.03.11-85* проходил через разработку и апробации нормативных документов регионального значения – МГСН 2.08.01 [67] и МГСН 2.09.03 [68]. В связи с массовым строительством высотных зданий, тоннелей и мостов с большими проектными сроками эксплуатации от 50 до 100 лет в новых нормах указаны соответствующие меры их защиты. В ранее действующем СНиП 2.03.11-85* предусматривался срок эксплуатации железобетонных конструкций в агрессивной среде до 50 лет.

Дополнительно к СП 28.1330-2012 [15] разработаны новые межгосударственные стандарты ГОСТ 31384-2008 [63], ГОСТ 52804-2007 [162] и СТО 36554501-122-2010 [1, 70, 573].

Базовым для евростандарта EN 206 «Бетон. Общие технические требования, производство и контроль качества» является срок службы несущих конструкций из бетона в 50 лет, но с возможным альтернативным экономически целесообразным вариантом продления долговечности до 100 лет [564].

В соответствии с положениями ГОСТ 9908-85 [72] коррозионная стойкость металла характеризуется двумя показателями: потерей по массе (г/(м²·ч) и по глубине поражения (мм/год). Однако, эти показатели не корректны по отношению к железобетонным конструкциям из-за развития коррозии арматуры, способствующей растрескиванию защитного слоя бетона под давлением растущего слоя продуктов коррозии металла и возникновения хрупкого разрушения под напряжением высокопрочной напрягаемой арматуры.

В нормативных документах СНиП 2.03.11-85* [14] и СП 28.13330.2012 [15] отсутствие требования к коррозионной стойкости арматурных сталей в железобетонных элементах объясняется уверенностью в абсолютных защитных свойствах бетона по отношению к арматуре.

Предельным состоянием железобетонных элементов при коррозии арматуры считается достижение напряжения в любой точке поврежденной части сечения арматуры некоторого опасного уровня. Для бетона этот уровень соответствует максимальным сжимающим или растягивающим напряжениям на диаграмме деформирования, для стальной арматуры – пределу текучести [73].

Жидкие среды, содержащие хлорид-ионы, представляют наибольшую опасность для коррозии железобетонных конструкций. Они в отличие от ионов сульфатов в процессе диффузии во внутренний объём бетона связываются в малорастворимые соединения лишь частично [74, 75]. Проникая в железобетонные конструкции, хлорид-ионы вызывают коррозию арматуры, продукты которой нарушают сцепление арматуры с бетоном и способствуют образованию и развитию коррозионных продольных трещин в бетоне защитного слоя вдоль несущей арматуры, снижающих несущую способность конструкций [76].

При увеличении в два раза числа циклов воздействия жидкой агрессивной среды, содержащей хлорид-ионы, глубина коррозии арматуры повышается на 30-40 % [77]. Обрушение элеватора в г. Поти после 35 лет эксплуатации было вызвано коррозией арматуры в трещинах железобетонных силосов [78]. Причиной коррозии арматуры явилось периодический перенос ветром морской воды в трещины бетона с шириной раскрытия до 1,5 мм в условиях сравнительно высокой среднегодовой относительной влажности и температуры воздуха.

Сильноагрессивная степень жидкой хлоридсодержащей среды по отношению к коррозии арматуры в щелочной среде бетона характеризуется присутствием в бетоне хлорид-ионов в количестве 2 % массы цемента [49, 79].

В транспортном строительстве сборный железобетон практически заменил металл в мостах с малым и средним пролётами ($L \le 33,5$ м) [76]. Дефекты в проезжей части мостов, главным образом в покрытии и плите проезжей части, в большинстве случаев определяют долговечность мостовых сооружений. Бетон мостовых сооружений преждевременно разрушается из-за попадания на него химических реагентов, используемых при уходе за дорогой.

Возникновение коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона в результате коррозии арматуры является характерной особенностью для сборных железобетонных конструкций в транспортном строительстве [76]. Поэтому вместо положенных по нормам 70...120 лет эксплуатации несущих железобетонных конструкций мостов из цементных бетонов фактический срок их службы составляет 30...50 лет безаварийной работы [80].

При сооружении мостов в Китае широкое применение находит железобетон. В Китае построено более 300 тысяч мостов и более тысячи мостов длиной более километра [81].

Подвергаясь воздействию транспорта и окружающей среды, эти железобетонные мосты постепенно разрушаются. Решение этой проблемы исследователи ищут в разработке методов корректной оценки грузоподъемности и остаточного ресурса мостов [82], а также в разработке эффективных способов увеличения их долговечности [81].

В результате хлоридной коррозии в США в 1982 году было повреждено 213 тысяч мостовых железобетонных конструкций со стоимостью ремонта 41,1 млрд долл., а в 1986 году поверглись разрушению уже 244 тысячи аналогичных конструкций со стоимостью ремонта 51,4 млрд долл. [86].

В России до 2025 года будут построены новые автомобильные дороги и реконструированы существующие протяженностью до 845 тыс. км [83, железобетонных проектировании конструкций 84]. При мостов нормативный срок их долговечности принимается не менее 80 лет. Однако средний срок службы значительной части заменяемых пролётных строений составляет не более 35 лет [76, 87-89]. Общее состояние автомобильных дорог в России характеризуется как неудовлетворительное. Протяженность участков федеральных трасс, не соответствующих нормативным требованиям по транспортно-эксплуатационным показателям, составляет более 62 %, а территориальных – более 76 % от общей протяженности дорожной сети [85].

По сведениям Всемирного банка 30 % из более чем 60000 автодорожных мостов России находятся в ограниченно трудоспособном состоянии. Ежегодно происходит обрушение около 1 % автодорожных мостов. Глав-

ной причиной потери эксплуатационных характеристик железобетонных мостов является коррозия арматуры [76].

Вначале 2000-х годов из общего числа мостов, эксплуатирующихся на федеральной сети автомобильных дорог в России, 12,3 % находились в неудовлетворительном состоянии, 45 % не удовлетворяли требованиям грузоподъемности [90]. В настоящее время девятнадцать процентов мостовых сооружений на сети автомобильных дорог федерального значения в России находятся в неудовлетворительном состоянии, свыше третьей части мостовых сооружений на дорогах федерального значения требуют увеличения прочностных характеристик из-за ускоренной деградации дорожных конструкций [21].

В северных климатических условиях эксплуатация железобетонных сооружений происходит в условиях значительных температурных перепадах, регулярных обводнениях и влияния засоленных грунтов. На автомобильных дорогах общего пользования в Республике Саха (Якутия) техническое состояние большинства из эксплуатируемых мостовых сооружений с железобетонными пролетными строениями оценивается как неудовлетворительное или аварийное по долговечности и грузоподъемности, а также более 85 % – по безопасности движения [91].

Существенное влияние на снижение долговечности конструкций транспортных сооружений из полимерных композиционных материалов (ПКМ) оказывают эксплуатационные нагрузки под действием которых материал получает усталостные микротрещины, являющиеся причиной его разрушения. Микротрещины образуются в результате разрыва связей, вызванных одновременным развитием деформаций сжатия и растяжения структуры полимерного композита [92–94, 96].

Теория расчета железобетонных конструкций, работающих в неагрессивной среде, хотя, по мнению автора таких сред не существует, к настоящему времени достаточно развита и обоснована, но продолжает развиваться в направлении учета запроектных воздействий, расчетной оценки долговечности и живучести конструкций. Теория расчета строительных конструкций, подверженных воздействию агрессивных сред, начинает только разрабатываться. Существующие методики расчета железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах, имеют частный характер и основываются на математических зависимостях с коэффициентами, определяемых из опытов. В тоже время корректных экспериментальных данных, позволяющих провести достаточно полный анализ кинетики взаимодействия конструкций с агрессивными средами, не всегда достаточно. Примером тому является практически полное отсутствие экспериментальных данных по изменению деформационных и прочностных свойств железобетонных конструкций в агрессивных средах при программных режимных нагружениях, по кинетике изменения геометрических параметров коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона, хотя сам факт наличия поперечных и продольных трещин в железобетонной конструкции качественно меняет характер деструкционных процессов, происходящих в ней при действии агрессивной среды [97].

Конструкции, которые по расчётному прогнозу должны сохранить работоспособность в течение 100-200 лет, при воздействии агрессивных жидкостей и газов становятся не пригодными к нормальной эксплуатации или разрушаются через 20-50 лет [98].

Одной из причин, приводящей к несоответствию сроков долговечности железобетонных конструкций, является использование в методе учета воздействия агрессивных сред на материалы конструкций коэффициентов надежности, которые не дают возможность расчетным путем определить остаточный ресурс железобетонных конструкций и оценить их долговечность. Для решения этой проблемы в [98] приводятся системы уравнений механики и физико-химической кинетики, вытекающие из совместного действия силовых факторов и химических агрессивных сред на элементы конструкций. Системы уравнений описывают статические условия прочности, зависимости между перемещениями и относительными деформациями, а также между трещинами и действующими усилиями, кинетику переноса агрессивной среды и химической энергии разрушения в объёме материала, кинетику химического взаимодействия реакционноспособных компонентов, сорбции, уменьшение прочности бетона и арматуры, с учётом длительного действия агрессивных сред с различной концентрацией и изменения геометрических размеров элемента в процессе усадки и набухания.

Причины, не позволяющие получать обоснованную количественную оценку коррозии арматуры в бетоне как процесса, влияющего на работоспособность конструкции в целом, препятствуют созданию методов расчета работоспособных железобетонных конструкций, подверженных коррозии [99].

Существуют два направления в построении методов расчёта напряжённо-деформированного состояния железобетонных элементов в специфических условиях воздействия внешних активных сред и силовой нагрузки [100].

Первое направление характеризуется широким использованием эмпирических зависимостей, полученных с помощью обобщения результатов многочисленных испытаний железобетонных элементов, с учётом принятия свойств бетона однородными по сечению. Он использовался в СНиП 2.03.01-84 [101] и затем в СНиП 52-01-2003 [17]. Однако такой подход не применим к бетону в условиях сульфатной коррозии, где слои бетона различаются не только прочностью и упругопластическими свойствами, но и предельной деформативностью. Второе направление рассматривает деформационную теорию расчёта, в которой применяются результаты испытаний простейших образцов бетона и арматуры в виде уравнений механического состояния материалов и модельные представления железобетонных элементов, при которых объём экспериментальных испытаний намного уменьшается по сравнению с первым направлением.

Разработанная методика проектирования первичной защиты от коррозии с учетом срока службы (до ремонта) железобетонной конструкции основана на следующих положениях[102]:

• на оценке несущей способности конструкции с учетом кинетики коррозионных процессов в бетоне;

• предельной деформативности бетона в наиболее напряженных фибровых слоях;

• сохранности арматурной стали в бетоне.

При этом критериями прогнозирования срока службы железобетонных конструкций в коррозионных средах являются:

• несущая способность по нормальному и наклонному сечению с учетом кинетики коррозионных процессов в бетоне;

• предельная деформативность в наиболее напряженном слое бетона, с учётом ползучести по высоте сечения с максимальными значениями кривизны продольной оси элемента;

• условие обеспечения сохранности арматуры в бетоне, определяющее расчет проницаемости и накопление агрессивных веществ под защитным слоем бетона (или в трещине), вызывающих развитие электрохимических процессов на поверхности арматуры и потерю прочности бетона защитного слоя.

Теория послойного изменения прочностных и деформационных свойств бетона в сечениях изгибаемых железобетонных элементов является основой для построения расчётной модели напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций в коррозионных средах сульфатных растворов (сернокислого натрия) и агрессивного выщелачивания. Она учитывает изменение свойств бетона с перераспределением внутренних усилий в сечении с помощью шагового способа задания времени *dt* и проверки выполнения критериев в момент времени *t* [79, 103–110].

Критериями прогнозирования срока службы железобетонных конструкций в коррозионных средах являются:

• несущая способность по нормальному и наклонному сечению с учётом кинетики коррозионных процессов в бетоне;

• предельная деформативность в наиболее напряжённом слое бетона с учётом ползучести по высоте сечения с предельными величинами кривизны продольной оси изгибаемого элемента;

• условия обеспечения коррозионной сохранности арматуры в бетоне, предусматривающие расчёт проницаемости бетона и накопление агрессивных веществ под защитным слоем бетона или в трещине.

Фактическое время *t* принимается за прогнозируемый срок службы при нарушении хотя бы одного критерия в этот период.

Обеспечение необходимой долговечности железобетонных конструкций рассматривается на трёх уровнях проектирования [100]:

• на первом теоретическом уровне с помощью математических моделей массопереноса рассчитываются коррозионные поля;

• на втором инженерном уровне с помощью функции условий работы определяются зависимости изменения свойств конструкций во времени (прочность, деформативность, трещиностойкость) по отношению к технологическим параметрам бетона и интенсивности внешних воздействий;

• на третьем рецептурном уровне с помощью нормативных конструктивных (толщина защитного слоя бетона, допустимая ширина раскрытия трещин) и технологических (вид вяжущего, характеристика проницаемости) параметров исключается возникновение процесса коррозии арматуры для соответствующей степени агрессивности среды.

При возникновении процесса коррозии арматуры после трёх уровней проектирования первичной защиты назначается вторичная защита.

Требования безопасности железобетонных конструкций в течение всего нормативного срока эксплуатации из-за выполнения необходимой работоспособности арматуры, определяются следующими положениями [100]:

1) исключением образования коррозионных трещин;

2) ограничением ширины раскрытия поперечных трещин;

3) назначением необходимой толщины защитного слоя бетона с контролируемой проницаемостью.

Существующие немногочисленные методы расчета сопротивления железобетонных элементов, поврежденных коррозией, отражают три характерных направления исследований.

Первое направление рассматривает трещиностойкие железобетонные элементы, работающие при относительно низком уровне эксплуатационной нагрузки в существенно агрессивном средовом режиме, с использованием моделей деградации бетона и арматуры [51, 73, 76, 88, 111].

Метод определения ресурса работоспособности железобетонного элемента с помощью использования полувероятностного метода расчета срока службы железобетонных конструкций инженерных сооружений представлен в [5, 112, 113]. В расчётах применяются численные коэффициенты надежности по сроку службы, назначаемые в зависимости от: формы конструкции, влияния окружающей среды, фронтальности её воздействия, выбранной модели долговечности, глубины коррозионного повреждения бетона и арматуры, толщины защитного слоя, диаметра арматурных стержней, расчетного сопротивления бетона и арматуры, проницаемости бетона, вида цемента и термообработки бетонной смеси.

Представителем первого направления методики расчёта сопротивления железобетонных элементов повреждённых коррозией является комплексная модель деформирования железобетонных элементов, эксплуатирующихся в агрессивных средах [114], которая учитывает изменение физических свойств бетонного тела элемента, образование равномерной и питтинговой коррозии, снижение сцепления арматуры с бетоном при образовании продуктов коррозии металла. Изменение деформативности стали в комплексной модели определяется зависимостью согласно [115]:

$$\varepsilon_{sR}^{\deg r} = \left(1 - \alpha_1 \cdot \Delta A_s\right) \cdot \varepsilon_{sR},\tag{1.1}$$

где α₁ – эмпирический коэффициент; ΔA_s – снижение площади арматурного стержня.

Однако эта теоретическая комплексная модель не рассчитывает остаточный ресурс железобетонной конструкции.

Второе направление методики расчёта сопротивления железобетонных элементов, повреждённых коррозией, рассматривает классические схемы предельных состояний нормальных сечений железобетонных элементов, использующих набор функций деградации отдельных параметров материалов.

Комплексный подход исследования напряженно-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента учитывает изменения физических свойств сжатого бетона и арматуры [116, 117]. Остаточный ресурс силового сопротивления по несущей способности определяется из уравнения:

$$M_{np}(t) = b \cdot x_0 \cdot R_b \cdot \left(h_0 - \frac{x_0}{2}\right) + b \cdot \Delta x \cdot R_b \cdot \left[h_0 - \left(x_0 + \frac{\Delta x}{2}\right) - \frac{1 - k_1}{3} \cdot b \cdot \delta \cdot R_b \cdot \left(h_0 - \gamma\right)\right],$$
(1.2)

где Δx – приращение высоты сжатой зоны, связанное с силовой компенсацией за счет модификации эпюры напряжений в сжатом бетоне; γ – ордината центра тяжести поврежденного сечения; δ – глубина нейтрализации; k_1 – численный параметр.

Использование модели повреждений бетона [116] позволяет определить зависимость расчета остаточной прочности по нормальному сечению [118, 119]:

$$M = \left[\frac{7}{8}\delta^{2} - \frac{2}{3}x_{1}\delta + x_{1}\left(h_{0} - z^{*} - \frac{1}{2}\cdot x_{1}\right)\right] \cdot b \cdot R_{b}, \qquad (1.3)$$

где x_1 – высота сжатой зоны бетона при поврежденной растянутой арматуре.

Методика и полученные результаты исследований сопротивления внецентренно сжатых и изгибаемых железобетонных элементов, испытывающих воздействие агрессивной среды, приведены в [120–124]. Объектом изучения являются поперечные сечения железобетонных конструкций, состоящие из двух бетонов с разными физико-механическими характеристиками: бетона, не испытавшего воздействия агрессивной среды и прокоррозировавшегося бетона. Суммарные напряжения по нормальному сечению элемента возникают от воздействующей внешней нагрузки, протекающих коррозионных процессов и соответствующей продольной деформации.

Глубина проникновения агрессивных ионов в бетоне происходит по законам диффузии [49]. Мерой коррозионного поражения арматуры является толщина продуктов коррозии стали [125]. Физико-механические характеристики арматуры предполагаются неизменяющимися.

Напряженно-деформированное состояния железобетонного элемента рассчитывается по условию равновесия для наиболее загруженного сечения элемента: главного вектора сил и главного момента. Предельное состояние элемента определяется как по достижению арматурой предела текучести, так и значения предельно допустимых деформаций бетона крайними сжатыми волокнами бетона. При этом характеристики коррозионного поражения крайнего слоя бетона определяются с помощью показательной функции деградации:

$$\delta(t) = K \cdot t^m, \tag{1.4}$$

где δ – глубина нейтрализации бетона; *К*, *m* – коэффициенты агрессивности конкретной среды к определенному классу бетона.

$$R_b^{\text{deg}r}(t) = R_b \cdot \alpha \cdot t^b, \qquad (1.5)$$

где *а*, *b* – коэффициенты модели.

Основным ограничением для использования вышеприведённых подходов в практику исследований сопротивления железобетонных элементов, повреждённых коррозией, является принятая гипотеза подобия расчетных схем предельного равновесия коррозионно-поврежденных и здоровых сечений [126].

Третьим направлением методики расчёта сопротивления железобетонных элементов, повреждённых коррозией, является моделирование бетона, стержневой арматуры и их контактного взаимодействия, в том числе после образования трещин в растянутых зонах бетона, с помощью конечно-элементных программных комплексов промышленного типа [127–130].

Достоинством этого направления является возможность значительного выбора вида и режима агрессивного воздействия среды с помощью использования соответствующих эмпирических моделей деградации бетона, арматуры и сцепления арматуры с бетоном с возможной оценкой ресурса конструкции. В тоже время получение объективных результатов исследований предъявляют повышенные требования как к моделям деформирования, так и к входным данным.

Недостатком этого направления исследований является не принятие во внимание истории нагружения расчетного элемента и условия его работы, оказывающих существенное влияние на достижение предельного состояния, так как в основе определения предельного состояния находится классический принцип Лолейта [131]. Поэтому с учётом этого недостатка исследование долговечности железобетонных элементов с трещинами более эффективно проводить с позиций механики разрушения.

Диахронная модель деформирования изгибаемых коррозионно-поврежденных железобетонных элементов, разработанная на основе блочно-контактных моделей с поперечными трещинами, позволяет определить параметры эксплуатационных и предельных напряженно-деформированных состояний железобетонных элементов при силовых и коррозионных воздействиях [132–134]. Она позволяет сделать количественную оценку влияния неравномерности повреждений как по длине железобетонного блока, так и в сечениях с поперечными трещинами.

В основе инженерно-ориентированной модели находится дискретный подход к моделированию макротрещин. Предполагаемое образование и развитие нормальных трещин в растянутой зоне бетона позволяет рассматривать изгибаемый элемент как систему деформирующихся блоков. Блоки разделены равностоящими трещинами и взаимодействуют между собой по сохраняющему сплошность бетону в сжатой зоне, а также с помощью сжатой и растянутой стержневой арматуры.

Диахронная модель деформирования по характеру и интенсивности деградационного воздействия окружающей среды определяет проектный ресурс вновь возводимых и остаточный ресурс эксплуатируемых изгибаемых железобетонных конструкций по наступлению следующих предельных состояний:

• достижение растянутой арматурой в трещине предела текучести при коррозионном повреждении арматуры;

• исчерпание несущей способности сжатого бетона в сечении с трещиной при коррозионном повреждении бетона;

• нарушение сцепления с бетоном растянутой арматуры;

• образование вторичных трещин, исходящих из вершины нормальной трещины;

• критических значений прогибов;

• критической ширины раскрытия нормальных трещин в защитном слое бетона.

В практике строительства опыт применения неметаллической композитной арматуры в бывшем СССР и в России насчитывает более 50-ти лет [16].

Неметаллические композитные материалы в виде стеклопластиковой, базальтопластиковой, углепластиковой и гибридной с начальным диаметром стержня от 4 до 32мм используются в несущих железобетонных конструкциях.

Преимуществами неметаллической композитной арматуры являются стойкость в щелочной среде бетона и коррозионная стойкость при воздействии агрессивных сред в виде хлоридов и сульфатов. Неметаллическая композитная арматура не электропроводна, имеет коэффициент теплопроводности $\lambda = 0,35-0,5\ 0,35$...0,5 Вт/(м·К), что в 100 раз ниже, чем у металлической арматуры, легче металлической арматуры в 4...4,5 раза. Она имеет различный периодический профиль, обеспечивающий требуемую прочность сцепления стержня с бетоном, в том числе при длительном воздействии агрессивной среды по ГОСТ 31384 – 2008[63].

Новые виды арматурной стали и неметаллической композитной арматуры внесены в СП.28.13330-2012 «Защита строительных конструкций от коррозии [70].

В настоящее время товарный рынок США имеет 35 % мирового производства композитов, Европа -22 %, Азия – 43 %, в то время как российский рынок в составе стран BRICS занимает менее 1 % [16].

Стеклопластиковая и базальтопластиковая арматура значительно дешевле, чем другие виды неметаллической композитной арматуры и могут заменять стальную арматуру в сжатых элементах в качестве рабочей продольной арматуры [16].

Замена металлической арматуры на неметаллическую арматуру с использованием стеклянного или базальтового ровинга позволяет в среднем экономить до 500 рублей на 1 м³ бетона. В то же время первым недостатком, препятствующим к широкому применению композитной арматуры в строительстве, является достаточно низкая тепло- и термостойкость применяемых связующих, которая для эпоксидных и винилэфирных смол не превышает 100–130 °C, а для полиэфирных – 80–90 °C. При повышенных температурах для всех этих полимеров характерна высокая ползучесть и низкая длительная прочность. Поэтому, несмотря на то что сама композитная арматура по горючести относится к самозатухающим материалам (группа горючести Γ 1), её физические и механические характеристики предопределяют достаточно низкую огнестойкость армированных композитной арматурой строительных конструкций, особенно изгибаемых элементов, что и ограничивает ее применение.

Вторым недостатком, относящимся к использованию композитной арматуры в железобетонных конструкциях, является достаточно относительный низкий модуль упругости по сравнению с металлической арматурой, в результате чего при минимальных значений уровней армирования и незначительных напряжениях в изгибаемых конструкциях эти конструкции могут разрушаться по бетону. Данная причина в большинстве случаев способствует не реализации высоких прочностных характеристик композитной арматуры [16, 21, 135].

Одной из характерных особенностей свойств композиционных материалов является снижение их сопротивления растяжению с увеличением длительности нахождения под напряжением. По данным экспериментальных исследований композитной полимерной арматуры соотношение длительной и кратковременной прочности соответственно составляет: для стеклопластика – 0,29-0,55, для органопластика – 0,47-0,66 и для углепластика – 0,79-0,93 [136].

Использование высокопрочной неметаллической композитной арматуры (ПКА) с временным сопротивлением разрыву до 1500 МПа и начальным модулем упругости от 50000 до 70000МПа является одним из перспективных направлений в области повышения качества и долговечности бетонных конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах: бетонных покрытий проезжей части мостов, дорожных плит, укрепления откосов [137].

Существующая нормативная база по проектированию железобетонных конструкций допускает применение композитной арматуры для армирования бетонных конструкций [15]. В тоже время в настоящее время отсутствует легитимный нормативный документ, регламентирующий методику расчета и проектирования бетонных конструкций, армированных ПКА [137].

В зарубежных странах, являющимися лидерами по использованию композитной арматуры (США, Канада, Япония), имеются достаточно подробные нормативные документы по использованию композитной арматуры в бетонных конструкциях [138, 139]. Однако из-за отсутствия достаточного количества экспериментальных данных эти зарубежные нормы не рекомендуют композитную арматуру применять в качестве рабочей арматуры в сжатых элементах [140].

Существующие нормативные документы в Российской Федерации не содержат конкретных указаний по проектированию железобетонных конструкций с неметаллической арматурой. Данное обстоятельство приводит к ограничению применения неметаллической арматуры в железобетонных конструкциях [18]. В России разработан и утвержден межгосударственный стандарт ГОСТ 31938-2011 [141] по использованию композитной полимерной арматуры для армирования бетонных конструкций, принятый восемью странами СНГ [16].

Большой класс композиционных материалов представляют собой армированные пластики. В высокопрочных композитах в роли армированного элемента используются высокопрочные, высокомодульные волокна: углеродные, арамидные, стеклянные и базальтовые. В мировой практике строительства композиционные материалы на основе углеродных волокон нашли широкое применение прежде всего для восстановления несущей способности и усиления строительных конструкций различных инженерных сооружений, промышленных и гражданских зданий, мостов, труб, бункеров причальных сооружений, тоннелей различного назначения и городских подземных сооружений [16].

Проблема обеспечения долговечности вновь строящихся и реконструируемых зданий и сооружений связана с заменой металлической арматуры на композитную полимерную арматуру, применением для армирования бетонных конструкций неметаллической фибры, а также использованием систем внешнего армирования с помощью углепластиковых материалов при ремонте, восстановлении и усилении железобетонных конструкций. В тоже время без решения серьезных принципиальных проблем в виде низкой термо- и огнестойкости применяемых сегодня связующих, а также достаточно низкого модуля упругости по сравнению с металлом [19], невозможно качественно использовать композитные материалы в строительной отрасли [1].

Из практики строительства известно, что использование высокопрочных арматурных сталей в железобетонных конструкциях без предварительного напряжения не рекомендуется, в связи с образованием недопустимых деформаций и трещин при предельных значениях нагрузок. В то же время в [95, 142-144] экспериментально и теоретически обоснованы все предпосылки для эффективного использования высокопрочных арматурных сталей без предварительного напряжения в изгибаемых фиброжелезобетонных элементах. Возможность применения сталей повышенной прочности без предварительного напряжения объясняется благоприятным воздействием фибровых волокон на напряжённо деформационное состояние железобетонных конструкций под нагрузкой. При этом в бетонной матрице создается среда где распределение напряжений по длине рабочей арматуры происходит более равномерно, что способствует образованию относительно большего количества трещин с высотой и шириной раскрытия в 2-3 раза ниже нормативных значений и получению меньшего по величине прогиба железобетонного элемента.

В фиброжелезобетонных изгибаемых элементах процесс трещинообразования продолжается до начала стадии разрушения, тогда как в обычных изгибаемых железобетонных элементах процесс трещинообразования заканчивается в сравнительно небольшом интервале изменения величины нагрузки из-за присутствия в фиброжелезобетонных элементах механизма ограничения и торможения развития трещин. После появления трещины фибры не позволяют ей беспрепятственно развиваться, а способствуют появлению новой трещины в другом месте. Такая картина процесса трещинообразования наблюдается практически до стадии разрушения фиброжелезобетонных изгибаемых элементов [142, 145, 565].

Результаты экспериментальных исследований относительных значений изменения ширины раскрытия поперечных трещин в фиброжелезобетонных и в обычных железобетонных балках с размерами $1000 \times 60 \times 120$ мм, армированных высокопрочной арматурой класса Bp-ll ($\mu = 0,65$ %) без предварительного напряжения, с разной толщиной фибрового слоя представлены в табл. 1.1 [146, 565].

Таблица 1.1

Результаты экспериментальных исследований относительных значений изменения ширины раскрытия поперечных трещин

Серия	Класс бетона, µ %	Условные	$a_{\rm crc}^{\rm onlith}$, MM	$a_{ m crc}^{ m *KGG}$
		обозначения.		$a_{ m crc}^{ m \phi m w m 6}$
Ι	B35	ЖББ	0,35	—
	0,25 %	ФЖББЗ	0,32	1,09
		ФЖББ6	0,34	1,03
II	B25	ЖББ	0,325	—
	1 %	ФЖББЗ	0,25	1,3
		ФЖББ6	0,17	1,91
III	B35	ЖББ	0,35	—
	2 %	ФЖББЗ	0,2	1.75
		ФЖББ6	0,15	2,33

в фиброжелезобетонных и в обычных железобетонных балках

В то же время механизм изменения во времени механических свойств базальтфибробетона еще не полностью выяснен. Однозначных опытных значений по химической стойкости базальтовых волокон в бетонной матрице в литературе приводится в недостаточном количестве, а известные данные о коррозионной стойкости волокон в щелочных средах довольно противоречивы [31].

1.2 Коррозия арматуры в железобетонных конструкциях без трещин

Основным стандартом в Российской Федерации на использование арматуры в железобетонных конструкциях является ГОСТ 5781-82^{*}[547]. Арматурная сталь всех классов прочности изготавливается из некоррозионностойких углеродистых и низколегированных сталей. Требуемые

механические свойства обеспечиваются химическим составом стали, который должен соответствовать ГОСТ 380-88 [566].

По адсорбционной теории анодное растворение металлов в кислой среде раствора происходит с образованием комплексных соединений металла (Ме) с анионами (A^-) в несколько последовательных стадий, из которых электрохимическая стадия в большинстве случаев является лимитирующей [148]. Скорость коррозии металла зависит как от природы аниона, так и рН среды.

Влияние аниона на ускорение коррозионного процесса стали имеет место до достижения определенной концентрации, зависящей от природы металла и аниона. Наиболее сильными активаторами протекания электрохимического коррозионного процесса на поверхности металла являются ионы хлора, при которых активация стали в насыщенном растворе Ca(OH)₂ происходит уже при концентрации хлорид-ионов 4-6 мг/л. Эта добавка соответствует для NaCl 0,0001н или 0,01034 % по массе, а для CaCl₂ 0,000035 н или 0,0035 % по массе [79].

Согласно плёночной теории электрохимическая пассивность стали рассматривается как состояние повышенной коррозионной устойчивости металла благодаря торможению анодного процесса в условиях, когда с термодинамической точки зрения оно является вполне реакционно-способным [56, 149]. Наступление пассивности металла определяется сравнительно быстрым смещением электродного потенциала в область положительных значений. Например, железо, имеющее в активном состоянии потенциал около φ =(-0,4) В в пассивном состоянии приобретает потенциал до φ =(+1) В по отношению к насыщенному водородному электроду (НВЭ). Адсорбционная и плёночная теории пассивности хорошо согласуются с результатами экспериментальных исследований [79].

В щелочных растворах первичный пассивирующий слой на поверхности металла образуется при равенстве потенциалов стали и водородного электрода. При pH=12,5, что характерно для жидкой фазы цементного камня, величина этого потенциала соответствует E_{ϕ} = (-815) мB, который символизирует переход металла из активного электрохимического состояния в пассивное.

Результаты экспериментальных электрохимических исследований показывают, что диапазон потенциалов стали в бетоне с pH=12–12,5 находится в области пассивности на диаграмме Пурбэ [49,79]. Однако, вопрос о составе и условиях образования равновесных защитных пленок на поверхности стали, обеспечивающих ее пассивность в бетоне, изучен недостаточно [79].

Для возникновения электрохимической пассивности металла необходимо образование оксидной пленки непосредственно на реагирующей поверхности в результате прямого анодного процесса [56]. Сталь не пассивируется за счёт образующихся, вследствие происходящих вторичных процессов в электролите, продуктов коррозии металла. Пассивирующая пленка на поверхности железа состоит из γ Fe₂O₃ или Fe₃O₄, кристаллическая решетка которых одинакова с толщиной плёнки от 20 до 100 ⁰A [150].

Кинетика электрохимического процесса образования на анодном участке поверхности металла нерастворимой защитной плёнки из ионов двухвалентного железа при наличии системы полей устойчивости, включающих металл, окружающую среду и продукты коррозии, определяется с помощью упрощённой диаграммы Пурбэ для железа [49, 151, 152]. Она даёт информацию о термодинамическом равновесии между металлом, его ионами в растворе и нерастворёнными продуктами реакции в зависимости от pH электролита и электродного потенциала металла.

Напряжение растяжения ниже предела текучести незначительно влияет на коррозию стали из-за малой величины смещения потенциала на 2-3 мВ. Повышение напряжений до уровня предела текучести и выше разрушает естественные защитные оксидные плёнки на поверхности стали [56, 79, 153–155]. В результате уничтожения оксидной плёнки при 70 %-м пределе прочности стали на растяжение электродный потенциал арматуры в насыщенном растворе $Ca(OH)_2$ с 3 %-м раствором NaCl изменяется на 68-100 мВ [49].

Причинами коррозии арматурной стали в плотном бетоне без учета воздействия хлорид-ионов на железобетон являются:

• достижение фронтом карбонизации бетона арматуры;

• достаточный приток кислорода и влаги к стальной арматуре.

Кислые соли, понижающие pH раствора, ускоряют коррозию металла, а основные – замедляют. Потенциал стали значительно смещается в отрицательную сторону как при пониженном значении pH, так и в присутствии активирующих ионов. Наиболее активно разрушают защитные оксидные пленки на арматуре хлорид-ионы.

Депассивация арматуры в тяжёлом цементном бетоне происходит из-за [49, 79, 156]:

• введения в бетон коррозионных добавок, главным образом хлоридов, или их диффузии в бетон из внешней среды;

• уменьшения щёлочности влаги в бетоне ниже критического значения при нейтрализации бетона кислыми газами;

• возникновения силовых трещин в бетоне;

• уменьшения щёлочности влаги в бетоне ниже критической величины при образовании коррозионных трещин в бетоне.

Коррозионное состояние арматуры в бетоне оценивается величинами рН внутренней среды бетона и параметра диффузионной проницаемости бетона, зависящего от его плотности, толщины защитного слоя и химического состава цементного камня [10, 49, 153, 167]. Карбонизация бетона углекислым газом, кинетика которой определяется диффузионной проницаемостью бетона, обусловленной особенностями строения порового пространства, является одной из основных причин нарушения пассивации стали в тяжёлом бетоне в атмосферных газовоздушных условиях [10, 153, 155, 157–160]. Характеристикой скорости карбонизации бетона является эффективный коэффициент диффузии углекислого газа – $D \, \text{см}^2$ /с, определяемый экспериментальным путем [161]. Впервые нормирование диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа, осуществлённое с помощью методов определения диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа по ГОСТ Р 52804-2007 [162], приводится в СП 28.13330.2012 [15].

В плотном бетоне коррозия арматуры протекает по одинаковому электрохимическому механизму как при воздействии внешней агрессивной жидкой среды, так и газообразной с разницей только в скорости подвода среды – агрессора к арматуре и ее концентрации [10, 49, 153, 163].

Термодинамические расчеты свидетельствуют о достаточном количестве кислорода в воздушно-влажном бетоне для протекания коррозии арматуры [44, 164]. Скорость коррозии стали в бетоне зависит от степени агрессивности среды, оцениваемой величиной рН и содержанием кислорода [165].

Граница пассивирующего действия $Ca(OH)_2$ по отношению к стальной арматуре в цементном бетоне находится в пределах pH=12 при свободном и pH=11,5 при ограниченном доступе воздуха [49, 79].

После депассивации арматуры на её поверхности возникают электрохимические реакции, образующие продукты коррозии металла, которые затем поступают в поровое пространство бетона. Электрохимический процесс коррозии арматуры в бетоне определяется массопереносом реагирующего вещества в растворе электролита. Он происходит по трем механизмам: молекулярной диффузии, конвективной диффузии и миграции [166].

Высокая щелочность бетона (pH =12,5–13,5) формирует пассивирующую пленку на стальной арматуре, которая и предохраняет ее от коррозии. Электрохимическая сохранность арматурной стали в пассивном состоянии обеспечивается при pH>11,8 [49]. Карбонизация щелочного порового раствора нарушает стабильность существования оксидного пассивирующего слоя на поверхности стальной арматуре.

В растворной суспензии карбонизированного бетона CaCO₃ коррозионные токи при потенциале $\varphi = (+300)$ мВ по нормальному водородному электроду (HBЭ) на поверхности стали примерно в 1000 раз больше, чем в суспензии Ca(OH)₂ [49]. Потенциал стали смещается в отрицательную сторону как при понижении значения pH суспензии, так и при введении в неё активирующих ионов в виде хлорид-ионов, которые вытесняют кислород из адсорбционных или фазовых слоёв, тормозящих растворение железа.

Значения диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа по толщине защитного слоя бетона, исключающие его карбонизацию, приведены в табл. 1.2 [15, 168].

Таблица 1.2

Требования к защитному слою бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся при воздействии углекислого газа

Концентрация углекислого газа в воздухе,	Толщина защитного слоя, мм	Максимально допустимая величина коэффициента диффузии <i>D</i> ·10 ⁻⁴ , см ² /с углекислого газа в бетоне железобетони конструкций со сроком эксплуатации,		
MII / M		20	50	100
До 600	10	1,14	0,45	0,23
	15	2,57	1,03	0,51
	20	4,57	1,83	0,91
От 600	10	0,26	0,1	0,05
до 6000	15	0,46	0,18	0,09
	20	0,71	0,28	0,14

При эксплуатации зданий и сооружений практически все железобетонные конструкции испытывают воздействие агрессивных газообразных сред.

Эти воздействия очень значительны в промышленной зоне где внешние газообразные и жидкие агрессивные среды, загрязнённые продуктами отходов производства, совместно соприкасаются с несущими железобетонными конструкциями.

Наиболее распространённой газообразной средой, воздействующей на железобетонные конструкции зданий и сооружений, является воздушная среда, содержащая углекислый газ. Из-за увеличения парникового эффекта, вызванного техногенными выбросами, концентрация углекислого газа в атмосфере воздуха планеты имеет тенденцию к повышению. Объём техногенных выбросов в атмосферу углекислого газа во всём мире составляет 32578645 млн тонн, в том числе в таких странах как Китай-8715307 млн тонн, США-5490631 млн тонн и Россия – 1788136 млн тонн [169].

Являясь одной из основных причин нарушения пассивации стали в бетоне, карбонизация бетона значительно снижает эксплуатационный ресурс железобетонных конструкций со сроком службы более 20-30 лет. Коррозионные повреждения железобетонных конструкций, вызванные коррозией арматуры вследствие карбонизации защитного слоя бетона и последующего его разрушения увеличивающимися в объёме продуктами коррозии арматурной стали, наблюдается уже через 2-3 года эксплуатации [27]. Карбонизация изменяет физико-механические и физико-химические свойства бетона. Объем твердой фазы бетона при взаимодействии извести и углекислоты увеличивается на 11 % при переходе Ca(OH)₂ в CaCO₃, способствующей уплотнению поверхностного слоя бетона труднорастворимым карбонатом кальция [49, 171]. Уменьшение пористости полностью карбонизированного бетона зависит от водоцементного отношения [172–174].

При карбонизации объемная масса цементно-песчаных растворов увеличивается на 100 кг на м³, общая пористость и водопоглощение по объему уменьшаются на 5 %. После карбонизации цементно-песчаного раствора состава 1:3 его прочность на сжатие увеличивается на 50-70 %, а на растяжение при изгибе – на 40-60 % [79]. По данным [175] прочность бетона в карбонизированной зоне увеличивается в 1,2 раза. Упрочнение бетона связано с уплотнением структуры образующимся карбонатом кальция, а разупрочнение – с удалением кристаллизационной воды при карбонизации трехкальциевого гидросульфоалюмината [97].

В то же время в [10, 79] приводятся данные, показывающие, что прочность бетона после карбонизации может не только возрастать, но и уменьшаться в зависимости от вида цемента.

По степени агрессивности к составляющим материалам железобетонных конструкций жидкая агрессивная среда, содержащая сульфат – ионы, характеризуется наибольшим агрессивным воздействием, прежде всего к бетону, вызывая коррозию третьего вида, а затем уже к арматуре, из-за трудности восстановления сульфат – ионов на поверхности арматурной стали [49].

Хлоридсодержащая среда является одной из наиболее распространенных агрессивных эксплуатационных сред, воздействующих на железобетонные конструкции особенно на транспортные сооружения [177]. По степени агрессивного воздействия на цементный камень хлориды следуют за сульфатами [176].

Диффузионная проницаемость бетона для хлоридов впервые нормирована в СП 28.13330.2012 [15] с помощью использования методов определения диффузионной проницаемости бетона для хлоридов по ГОСТ Р 52804-2007 [162].

Скорость процесса карбонизации бетона зависит от условий образования нерастворимых пленок CaCO₃ [170]. В растворе NaCl такая пленка не образуется, что приводит к ускорению карбонизации бетона.

Степень агрессивного воздействия растворов хлористых солей по отношению к бетону как в условиях полного погружения, так и при капиллярном подсосе определяется их реакционной способностью при контакте с Ca(OH)₂. Наиболее агрессивными являются растворы MgCl₂, реагирующего с Ca(OH)₂ с образованием практически нерастворимого соединения – Mg(OH)₂. В этом случае реакция идет до полного израсходования одного

из компонентов. Воздействие растворов $CaCl_2$ на цементный камень приводит к образованию двойных солей типа $CaO \cdot CaCl_2 \cdot ag$ и хлоралюминатов кальция. Однако протекание этих реакций зависит от скорости подвода реагентов к месту реакции и определяется диффузионным контролем. Из-за меньшей скорости химических процессов коррозия бетона возникает только после длительного его контакта с агрессивным раствором. Более замедленная кинетика снижения прочности бетона наблюдаются в растворах NaCl [79].

Агрессивное воздействие на цементный камень хлорид-ионов начинается с концентрации 2500 мг/л. Хлориды связываются с минералами цементного камня в гидрохлоралюминаты с образованием соли Фриделя 3CaO·A1₂O₃·CaC1₂·10H₂O. Воздействие хлоридсодержащей среды приводит к существенным изменениям кратковременных и длительных прочностных характеристик бетона армированных конструкций, имеющий необратимый характер. Хлоридсодержащая среда вызывает деградацию защитного слоя бетона и коррозию арматуры.

Физико-химическое образование кристаллогидратов с хлоридами вызывает временное увеличение прочности наружного слоя бетона с последующим его разрушением. Периодическое увлажнение бетона раствором NaCl и затем его высушивание (до 400 циклов) при температуре, превышающей образование кристаллогидрата NaCl·2H₂O (-0,3 °C), снижает прочность бетона [170].

Кристаллизация хлоридных солей происходит преимущественно в макрокапиллярах [178, 179]. При этом деструкция наступает уже при заполнении солью 8,7-11 % общего объёма пор. Кристаллообразование не происходит если радиус поры или капилляра составляет меньше зародыша кристалла, величина которого для КС1 равняется 30 нм. Поэтому уменьшение капиллярной пористости бетона за счёт увеличения количества пор геля, например при введении в состав бетона микрокремнезёма, повышает коррозионную стойкость бетона в средах, содержащих хлориды.

Присутствие ионов Na⁺ и Cl⁻ повышает растворимость высокоосновных гидроалюминатов кальция [180]. Прочность бетона при сжатии и растяжении при изгибе за 9 месяцев испытаний в растворе NaCl с концентрацией 137 г/л при давлении 1 МПа понижается соответственно на 30-40 и 40-60 %, динамический модуль упругости уменьшается на 10-30 % [181]. Бетон, испытанный в растворе NaCl при атмосферном давлении в течение 15 месяцев, имеет проницаемость в 2,5-4,5 раз выше, чем бетон, хранившийся в воде. После 3 месяцев выдерживания в солевом растворе при атмосферном давлении величина pH цементного камня понижается с 12,2 до 11,4, а после 15 месяцев – до 11,2.

Повреждение бетона в хлоридных средах вызывается образованием гидрохлоралюминатов и оксихлоридов кальция, кристаллогидратов солей
хлоридов, ускоренным растворением цементного камня, способствующих снижению пассивирующего действия бетона по отношению к стальной арматуре [43]. Действие хлора и хлористого водорода на гидроксит кальция и цементный камень вызывает образование продуктов коррозии в виде хлоридкальция $CaC1_2 \cdot (2-6)H_2O$, гидрооксихлоридов $Ca(OH)_2 \cdot CaC1_2 \cdot H_2O$, $3Ca(OH)_2 \cdot 2CaC1_2 \cdot H_2O$, $3Ca(OH)_2 \cdot CaC1_2 \cdot 12H_2O$ и гидрохлоралюминатов кальция $3CaA1_2O_3CaC 1_2 \cdot 10H_2O$, а также нестойкого гипохлорита кальция $Ca(OC1)_2$ [43, 182–184].

Коррозия арматуры возникает при нарушении ее пассивности, вызванное уменьшением щелочности жидкой фазы цементного камня вокруг арматуры за счёт воздействия углекислого газа и активизирующим действием агрессивных анионов, прежде всего хлорид-ионов, проникающих к поверхности арматуры через поры бетона защитного слоя и силовые поперечные трещины в бетоне.

Степень агрессивного воздействия жидкой неорганической среды по отношению к железобетонным конструкциям без расчётных поперечных трещин, с учётом не допущения коррозии арматуры, в нормативных документах СНиП 2.03.11-85* [14], СП 28.13330.2012 [15] и ГОСТ 31384-2008 [63] определяется в зависимости от содержания хлорид-ионов в бетоне и вида воздействия жидкой среды и подразделяется на неагрессивную, слабоагрессивную, среднеагрессивную и сильноагрессивную.

С учетом того, что подход к оценке степени агрессивности газообразных сред для железобетонных элементов основан на тех же принципах, что и для жидких сред, соответственно и степень разрушения железобетона газовыми средами определяется видом и концентрацией кислоты, которая конденсируется на поверхности бетона. Для долговечности железобетонных конструкций особую опасность представляет хлористоводородная (соляная) кислота, которая вызывает как коррозию бетона, так и арматуры.

Впервые классификация процесса коррозии арматуры в железобетонных конструкциях предложена в [185]. Она охватывает три группы разновидности бетона, в которых может развиваться коррозия арматуры:

• под сплошным неповрежденным слоем бетона достаточной толщины (не менее 15–18 мм);

• в полностью нейтрализованном бетоне;

• в поперечных трещинах защитного слоя бетона с шириной раскрытия $a_{\rm crc} = 0,1-0,5$ мм.

Данная классификация определяет электрохимический механизм коррозионных процессов на арматуре для каждой из групп.

В другой классификации процесса коррозии арматуры в железобетонных конструкциях приняты не условия развития коррозии арматуры, а свойства солей, образующихся в результате взаимодействия газа и гидроксида кальция [10, 157]. В бетоне нормальной плотности без добавок – стимуляторов коррозии стали активного растворения металла на анодных участках не происходит, благодаря высокой щелочности поровой влаги. При этом кинетический переход железа в ионную форму резко заторможен. Высокая щелочность поровой влаги поддерживается запасом клинкерного фонда в цементном камне и длительной его гидратацией.

Электрохимическое состояние стали в бетоне определяется как по величине её потенциала, так и по кинетике анодных и катодных поляризационных кривых [49, 79, 186–188].

Однако, электрохимические исследования коррозионного состояния арматуры могут показывать только качественную сторону коррозионного поражения арматуры с получением ответов на вопросы о возможности и не возможности коррозии стали в бетоне или на значительное её снижение.

Долговечность железобетонных конструкций при воздействии агрессивной среды, содержащей хлорид-ионы, обеспечивается по условию коррозионной сохранности арматуры, если концентрация хлорид-ионов на поверхности арматуры не превышает критического значения [49]. Проникающие хлориды в бетон изменяют его структуру пор и влияют как на эффективный коэффициент диффузии, так и на механические свойства материала. Химическое взаимодействие хлора с гидроксидом и карбонатом кальция способствует перемещению в глубь бетона хорошо растворимых химических соединений хлористого кальция, гипохлорита и их производных, трехкальциевого гидрохлоралюмината и гидрохлорферрита за счет диффузии и капиллярного всасывания. В результате перехода значительной части твердой фазы цементного камня поверхностного слоя бетона в соляный раствор поверхностный слой бетона становится более пористым [79].

Концентрация хлорид-ионов в поверхностных слоях бетона уменьшается по глубине проникания по закону квадратного корня во времени [79]. Кинетика проникания хлоридов определяется величиной коэффициента диффузии хлоридов в бетон и зависит от водоцементного отношения, температуры, количество добавок, напряженного состояния, концентрации агрессивной среды и уровня повреждения [88, 188–191]. Воздействие этих факторов на коэффициент диффузии учитывается с помощью функций влияния [88]. Зависимость коэффициента диффузии хлоридов от водоцементного отношения (W), температуры (T) и напряженного состояния бетона (σ) определяется выражением:

$$D = D_0 f_W(W) f_T(T) f_{\text{H}\text{JC}}(\sigma), \qquad (1.6)$$

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

Впервые в нормативном документе СП 28.13330-2012 [15] указано максимально допустимое содержание хлоридов в бетоне, которое подсчитывается с учетом их количества в составе цемента, заполнителя, воды затворения и химических добавок в расчете на ионы хлора. Указанные требования полностью совпадают с данными EN 206 [70].

В России и Великобритании расчётная критическая концентрация хлорид-ионов принимается для железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях воздействия морской среды, равной 0.4 % по массе бетона [49,192]. Максимально допустимое содержание хлоридов в бетоне для соответствующих видов армирования конструкций, приведенное в СП 28.13330-2012 [15], показано в (табл.1.3).

Таблица 1.3

Марка по Содержанию Содержанию Содержанию Содержание Содержание хлоридов, %	
	допустимое
	содержание хлоридов, %
хлоридов	массы цемента
CI 1,0	1,0
Cl 0,4	0,4
CI 0,1	0,1
	Марка по содержанию хлоридов СІ 1,0 СІ 0,4 СІ 0,1

Максимально допустимое содержание хлоридов в бетоне конструкций

Критические концентрации хлорид-ионов, вызывающие депассивацию стали в щелочной среде и зависящие от химического состава, величины pH электролита и содержания кислорода, приведены в табл. 1.4 [49].

Таблица 1.4

Критическая концентрация хлорид-ионов

		Критическая концентрация	
Раствор	pН	хлорид-ионов, мг/л	
		с кислородом	без кислорода
NaOH	13,2	8900	_
Ca(OH)2	12,5	710	_
$Ca(OH)_2$	11,6	72	890

В табл. 1.5 приведены максимально допустимые концентрации хлоридионов в жидкой среде для бетонов с различными коэффициентами диффузии, исключающие применение изолирующих поверхностей [15, 168].

Анализ численных данных в табл.1.5 показывает хорошую защиту от коррозии стальной арматуры в железобетонные элементах в морской воде, содержащей до 18 г/л хлоридов, при толщине защитного слоя бетона $\delta_{3c6} = 5$ см с диффузионной проницаемостью $5 \cdot 10^{-9}$ см²/с. [15, 168].

Таблица 1.5

Требования к толщине и проницаемости защитного слоя бетона железобетонных конструкций в зависимости от концентрации хлоридов в открытом водоеме и подземных водах (зона переменного уровня воды и капиллярного подсоса)

Среда	Толщина защитного слоя бетона, мм	Максимально допус хлоридов в жидк для бетона с коэффици Свыше 1.10 ⁻⁸	гимая концентрация ой среде, мг/дм ³ , ентом диффузии, см ² /с Свыше 5·10 ⁻⁹
		до 5·10 ° (W8)	до 1·10° (W10-W14)
Открытый водоем и	20	1300	4100
вода в грунте с	25	1700	7000
коэффициентом	30	1850	8300
фильтрации 0,1 м/сут и более	50	2700	17 000
Подземные воды в	20	3000	5000
грунте с коэффи-	25	3400	8200
циентом фильтра-	30	3700	9500
ции менее 0,1 м/сут	50	4700	18 000

Одной из основных причин недопущения образования критической на концентрации хлорид-ионов начальном этапе эксплуатации железобетонных конструкций является обладание клинкерным цементом определённых связующих химических свойств по отношению к хлоридионам в поровой влаге бетона. Хлорид-ионы связываются трехкальциевым алюминатом и гидросиликатом кальция портландцементного клинкера [194, 195]. Реакционная ёмкость цементного камня по отношению к хлорид-иону определяется их адсорбционной связью с гидросиликатами, также как и с гидроалюминатами. На адсорбционный характер связи указывает и рост концентрации хлорид-ионов в жидкой фазе при одновременном увеличении их общего содержания в растворе, показанном на рис. 1.1 [197].

Бетоны на смешанных со шлаком и золой цементах более активно связывают хлорид-ионы и обладают меньшей их пропускной способностью, чем на чисто клинкерных цементах [196]. В цементной пасте может связываться более 50 % хлоридов, что позволяет существенно задерживать проникание хлоридов [188].

На связывание хлорид-ионов влияет вид соли, содержание щёлочи и сульфат-ионов в цементе. Повышение концентрации гидроксид-ионов ОН и сульфат-ионов SO₄²⁻ приводит к заметному снижению относительного связывания хлорид-иона [197, 198].

Хлорид-ионы из раствора NaCl связываются в меньшей степени, чем из CaCl₂. Хлористые соли щелочных металлов образуют с железом хорошо растворимые химические продукты. При введении в цементное тесто КC1,

NaCl и CaCl₂ наибольшее количество связанных хлоридов наблюдается при введении CaCl₂ и наименьшее при введении NaCl (табл. 1.6) [567].



Рис. 1.1. Концентрация хлорид-ионов в поровой жидкости в зависимости от общего содержания его в бетоне: 1* – трёхкальциевый алюминат (C₃S – целит) в смеси с CaSO₄· 2 H₂O и Ca(OH)₂; 2 – шлакопортландцемент; 3 – пуццолановый портландцемент; 4 – трёхкальциевый силикат (C₃S – алит)

Таблица 1.6

Количество растворимых и связанных хлоридов в цементном камне

Вид	Дозировка добавки, %,	Количество Cl ⁻	Количество связанного
добавки	в расчёте на ионы	в жидкой фазе	Cl ⁻ , % от массы цемента
	Cl ⁻	цементного камня, моль/л	
KC1	0,5	0	-
	1,0	0,4	0,62
	2,0	1,2	0,79
NaCl	0,5.	0,1	0,40
	1,0	0,4	0,57
	2,0	1,1	0,69
CaCl ₂	0,5	0	_
	1,0	0,2	0,77
	2,0	0,7	1,18

В атмосферных условиях проникание хлорид-ионов в бетон происходит более интенсивно по сравнению с защищёнными от осадков. Результаты экспериментальных исследований процесса переноса хлоридионов в бетоне конструкций зданий, предназначенных для выпуска калийных удобрений, за 15 лет эксплуатации представлены в табл. 1.7 [9].

Таблица 1.7

Место радтия проб	Глубина	5ина Содержание ионов, % по массе цемен		
	проб, мм	Cl⁻	SO_4^{2-}	Mq^{2+}
Отделения дробления руды	5	_	5,71	1,46
(конструкции защищены	10	1,98 - 2,78	3,86	1,27
от осадков)	20	1,38–1,47	0,73	0,61
	40	0,42 - 0,57	0,73	0,61
Транспортные эстакады	5	_	8,71	1,69
на открытом воздухе	10	3,1	5,79	1,51
	20	2,76	0,73	0,61
	40	2,12	0,73	0,61

Распределение в бетоне ионов хлоридов, магния и сульфатов в атмосфере хлоридно-сульфатных аэрозолей

Данные табл. 1.7 показывают повышенную скорость поступления в бетон хлорид-ионов при периодическом увлажнении, по сравнению с ионами сульфатов и магния, так как в процессе диффузии во внутренний объём бетона хлорид-ионы связываются в малорастворимые соединения лишь частично, в отличие от ионов сульфатов и магния. Эти выводы подтверждаются результатами, приведёнными в [199], которые показывают замедление проникания хлоридов в бетон в морских условиях за счёт его уплотнения гидроксидом магния.

Хлорид-ионы являются очень сильными активаторами коррозии стали. В Англии, Франции применение $CaCl_2$ в качестве добавки в железобетоне не допускается. В Швеции и ФРГ использование хлоридов в предварительно-напряженном железобетоне запрещено, а в обычных железобетонных элементах разрешается только при тщательном контроле. В России строительные нормы в виде СНиП 2.03.11-85* [14] разрешают применение $CaCl_2$ до 2 % от массы цемента в обычных железобетонных конструкциях с диаметром арматуры более 5 мм [200].

Различная трактовка использования хлоридов при изготовлении железобетонных элементов указывает на недостаточную изученность вопроса в части определения предельного содержания хлорид-ионов, при котором не происходит депассивация стальной арматуры [200].

По степени влияния хлорид-ионов на железобетонные конструкции без силовых поперечных трещин в пересчете на Cl⁻ (мг/л) согласно СНиП 2.03.11-85*[14] выделяются 3 категории агрессивности среды:

- слабоагрессивная до 500;
- среднеагрессивная до 5000;
- сильноагрессивная более 5000.

Периодическое увлажнение железобетонных конструкций хлоридсодержащим раствором по сравнению с постоянным её воздействием вызывает более интенсивную коррозию арматуры [46, 201–203]. Глубина коррозии арматуры повышается на 30-40 % при увеличении в два раза числа циклов увлажнения жидкой агрессивной средой, содержащей хлорид-ионы [77].

Снижение влажности бетона вызывает образование локальных коррозионных очагов на поверхности арматуры в виде питтингов на арматуре. Условиями развития питтинга в бетоне являются:

• хорошая диффузионная проводимость бетона для хлорид-ионов;

• наличие не карбонизированного бетона;

• умеренное содержание хлоридов при их локализованном распределении.

Питтинговая коррозия контролируется поляризацией анодного процесса [49]. В местах образования питтинговых анодов, потенциал арматуры изменяется от $\varphi = (-200)$ мВ до $\varphi = (-500)$ мВ [49]. Особенностью питтинговой коррозии является растворимость продуктов коррозии металла в среде с низким рН вблизи анода.

Количество свободных хлоридов, поступающих к анодным участкам питтинга, определяется следующими факторами [49]:

- общей концентрацией хлорида в бетоне;
- общим содержанием цемента в бетоне;
- соотношением связанного и свободного хлоридов;
- скоростью диффузии хлоридов в бетоне;
- стабильностью хлоридсодержащих продуктов коррозии.

При общей коррозии арматуры в бетоне её потенциал находится в пределах от φ = (-450) мВ до φ = (-600) мВ относительно насыщенного каломельного электрода (НКЭ), располагаясь рядом с потенциалом незащищённой стали в нейтральной водной среде [49].

Общая коррозия стали, возникающая вследствие карбонизации бетона, контролируется омическим сопротивлением. Для процесса коррозии стали в бетоне с хлоридами омическое ограничение имеет меньшее относительное значение, из-за обладания хлорид-ионами свойством гигроскопичности.

Результаты экспериментальных исследований на обычных изгибаемых железобетонных балках в агрессивной среде, содержащей хлорид-ионы, показывают, что при высокой концентрации хлоридов по всему объему бетона коррозия арматуры носит общий, а не питтинговый характер. При повышенной концентрации хлоридов по всему объёму бетона, общая коррозия арматуры, характеризуется более близким расположением электрохимических коррозионных ячеек вдоль всей арматуры. Протекающий электрохимический процесс по характеру коррозии имеет аналогичное свойство с коррозией арматуры в карбонизированном бетоне. В тоже время общая коррозия стали в бетоне с большой концентрацией хлорид-ионов исследована недостаточно [49, 79].

Коррозионное разрушение арматуры в железобетонных элементах при хлоридной коррозии возрастает в карбонизированном бетоне. При карбонизации бетона критическая концентрация хлоридов, при которой начинается коррозия арматуры, уменьшается в два раза. При этом коррозия стали резко интенсифицируется на достаточно протяжённых участках арматуры, что может привести к критическому раскрытию коррозионных продольных трещин вдоль рабочих арматурных стержней и отслоению защитного слоя бетона уже после 2 лет эксплуатации конструкции в агрессивной среде [204]. Карбонизация бетона, предшествующая прониканию хлоридов в бетон, значительно ускоряет скорость и интенсивность коррозии арматуры, по сравнению с обратной последовательностью [75].

Развитие процесса коррозии арматуры в бетоне происходит в виде двух периодов: инкубационного и коррозионного [205]. В инкубационном периоде наблюдается высокая щелочность бетона со значением рН поровой влаги выше 12,5, что приводит к образованию пассивирующей оксидной пленки на поверхности арматуры, препятствующей развитию коррозионных процессов [5, 79]. Пассивационный слой разрушается в результате карбонизации бетона или воздействия хлоридов. При карбонизации защитного слоя под действием углекислого газа инкубационный период определяется временем перемещения фронта карбонизации к арматуре. В этом случае развитие коррозии происходит при достижении критического значения pH в бетоне, окружающего сталь, равного величине pH≤ 9. При хлоридной коррозии инкубационный период определяется продолжительностью диффузии хлоридов через защитный слой бетона и достижением ими предельной концентрации. В обоих случаях в местах раскрытия трещин инкубационный период заканчивается быстрее, что связано с более ранним прониканием углекислого газа и хлоридов к поверхности арматуры.

Первичная защита стальной арматуры в бетоне марок по водонепроницаемости W4-W8 СНиП 2.03.11-85^{*} [14] является достаточно сложной задачей, из-за быстрого проникания в бетон хлоридов. Поэтому для железобетонных конструкций требуется надежная гидроизоляция в виде химически стойких покрытий. Появление бетонов с диффузионной проницаемостью до 10^{-9} см²/с позволяет защитить конструкции в хлоридсодержащих средах без использования изолирующих покрытий [43, 86].

1.3 Влияние расчетных поперечных трещин в железобетонных конструкциях на коррозию арматуры

Существующие экспериментальные исследования железобетонных конструкций в агрессивных средах сосредоточены на проблемах их защиты от коррозии, не позволяющих рационально использовать ресурсные возможности железобетона. В тоже время структурные микроразрушения в бетоне уменьшают его долговечность [206, 207].

Железобетонные конструкции, как правило, эксплуатируются в стадии, наступающей после образования поперечных трещин, при этом ограничивается лишь ширина их раскрытия. Проблема изучения напряженно-деформированного состояния в окрестности трещины исследуется механикой разрушения, активно развивающейся в последние годы [208].

Развитие по длине трещин в структуре бетона связано с затратой дополнительной энергии во времени на пластическое деформирование и разрыхление материала в концевой пластической зоне предразрушения [193] и зависит от его напряжённо-деформированного состояния, так как микродефекты всегда есть даже на наноструктурном уровне [209].

Образование и развитие микротрещин связано с неоднородной структурой бетона. В сжатом бетонном элементе усилия напряжения концентрируются на более прочных материалах, обладающих более высоким модулем упругости, что способствует возникновению усилий в плоскости контакта крупного заполнителя и цементного камня [210].

Одновременно, в местах расположения пор и микротрещин наблюдается концентрация сжимающих и растягивающих напряжений. Поэтому в бетонном образце, подвергнутом осевому сжатию, возникают как продольные сжимающие, так и поперечные растягивающие напряжения. Из-за обладания бетоном сопротивления растяжению на порядок меньше, чем сопротивлению сжатию, растягивающие напряжения, приводят к образованию локальных микротрещин, параллельных направлению действия внешней нагрузки [210].

В бетонном массиве взаимодействие микро- и макротрещин приводит как к уменьшению, так и к увеличению деформативности и прочности материала, в зависимости от взаимного расположения микротрещин и их ориентации [69]. В общем случае развитие микротрещин зависит от количества и типа заполнителя, вида зерен, условия твердения, водоцементного отношения, размеров образцов, возраста и режима нагружения [193].

Увеличение количества циклов нагружения вызывает последовательное слияние и укрупнение смежных субмикроскопических трещин и микротрещин, продолжающееся до тех пор, пока микротрещина не превратиться в макротрещину [211]. Макротрещины располагаются как по границам цементного камня и крупного заполнителя, так и в цементном камне. Дальнейшее увеличение количества циклов нагружения приводит к накапливанию в бетоне значительного числа макротрещин, взаимодействующих между собой и микротрещинами. При достижении в пластической зоне предразрушения трещин предельного значения напряжения $R_b(t,\tau)$ происходит мгновенное слияние этих макротрещин с образованием магистральной трещины, приводящей к разрушению бетонного массива [211].

Развитие макротрещин при циклическом нагружении определяется с помощью коэффициента интенсивности напряжений K_1 , позволяющего однозначно рассчитать локальное напряжённое состояние зоны предразрушения в вершине трещины [193]. Он определяет влияние изменения количественной силовой механической характеристики на качественное изменение физических процессов, происходящих в материале в момент предразрушения и разрушения.

При циклическом нагружении переменной нагрузкой по сравнению с постоянной наблюдается различие в напряженно-деформированном состоянии бетона, выражающееся в возникновении остаточных сжимающих напряжений в процессе разгрузки в концевой зоне макротрещины.

Критический коэффициент интенсивности напряжений K_{1c} бетона при статическом нагружении исследован в работах [69, 212–219, 221, 222, 568]. В то же время, практически отсутствуют экспериментальные значения K_{1c} при циклическом нагружении.

При длительном действии постоянной нагрузки единственной причиной получения до критических геометрических размеров развития трещин является ползучесть бетона. При воздействии циклических внешних нагрузок совместно с ползучестью бетона возникают и накапливаются усталостные повреждения, вызванные повторяющимися пластическими деформациями в концевой зоне микротрещины.

Результаты экспериментальных исследований показывают ускоренное развитие деформаций циклической ползучести (виброползучести) бетона по сравнению с деформациями простой ползучести при статическом нагружении [117, 223–225].

Процесс образования и развития макротрещины, описывающийся законами механики разрушения, подразделяется на три стадии [193]:

• в первой инкубационной стадии при приложении нагрузки субмикроскопические трещины возникают в области технологических пор или продолжают развитие усадочные микротрещины. С увеличением уровня внешней нагрузки длительность инкубационного периода уменьшается. Первая стадия развития микротрещин связана с локальными пластическими деформациями и контролируется касательными напряжениями. Длительность инкубационного периода составляет от 30 до 90 % общего периода долговечности материала в зависимости от его прочности и пластичности, уровня нагрузки и коэффициента асимметрии цикла;

• во второй стадии одна из микротрещин, находящаяся в наиболее неблагоприятных условиях в зависимости от уровня напряжений, путем постоянного или скачкообразного продвижения на величину длины зоны предразрушения (разрыхления) в вершине микротрещин, перерастает в макротрещину [226–228]. Образование макротрещины происходит в плоскости действия максимальных нормальных напряжений при трехосном локальном напряженном состоянии в вершине трещин [229]. Окончанием второй стадии является достижение макротрещиной критического размера;

• в третьей стадии развитие макротрещины происходит на нисходящей ветви диаграммы деформирования материала. Её продолжительность по сравнению с предшествующими двумя стадиями относительно незначительна.

После достижения макротрещиной критических размеров бетон разрушается [210].

Первая и вторая стадии развития трещины отсутствуют при напряжении соответственно ниже предела усталости и выше уровня длительной прочности материала.

Остаточная прочность бетона при циклическом нагружении в момент разрушения, призменная прочность R_b и предел выносливости R_b' не всегда определяются экспериментальными исследованиями. Они могут вычисляться с помощью значений суммарной длины условных магистральных макротрещин (ℓ_{cr}) и критического коэффициента интенсивности напряжений $K_{1c}f(t)$ [193].

При многократном повторном приложении циклических нагрузок наблюдается снижение прочности материалов, связанное с накоплением внутренних структурных повреждений, называемое выносливостью, которая представляет остаточную прочность материала после воздействия определенного количества циклов нагружения с заданными параметрами.

Основные положения физической природы усталостного разрушения бетона сформулированы в работах [210, 230–232], в которых разрушение бетона при действии многократно повторяющейся нагрузки представляется как результат развития микротрещин, образовавшихся при первом статическом нагружении. В микротрещинах бетона при $\sigma_{(N=1)}^{max} \ge R_{To}$, где R_{To} – нижняя граница микротрещинообразования, возникают участки концентрации напряжений. Повторное циклическое нагружение приводит как к дальнейшему развитию уже имеющихся микротрещин, так и к образованию новых микроразрушений.

47

В зависимости от величины отношения σ_{max}/R_{To} при определенном количестве циклов нагружений микротрещины объединяются в макротрещины, которые в конечном итоге и приводят к разрушению бетона. Соответственно и абсолютный предел выносливости бетона при многократно повторной циклической нагрузке определяется нижней границе образования микротрещин [193].

Кинетика развития микро- и макротрещин в бетоне при постоянных (статических), переменных кратковременных и длительных нагрузках исследована в [193, 214, 216, 218, 219, 233-239].

Универсальной классификации трещин в бетоне не существует. В первой классификации трещин, принятой для гидротехнического бетона, трещины подразделяются в зависимости от действия внешних нагрузок и возникающих собственных напряжений [240]. В железобетонных балочных пролетных строениях мостов [569] трещины классифицируются только по причинам их образования и характеру воздействия на эксплуатационные свойства конструкций. Общая классификация трещин без детализации частных их характеристик приведена в [241].

Макротрещины в бетоне появляются в результате наложения на поле структурных напряжений определенно ориентированных напряжений от температурно-влажностных физических параметров и внешних сил.

Для тяжёлого бетона принята следующая классификация пористых трещин [156]:

 $r < 10^{-5}$ см — микрокапилляры; $1 \cdot 10^{-5} < r < 1 \cdot 10^{-3}$ см — макрокапилляры;

 $r > 1.10^{-3}$ см – поры, в которых на чисто капиллярные явления оказывает заметное влияние сила тяжести, искажающая форму мениска.

В железобетонных элементах наблюдается четыре этапа процесса трещинообразования [242]:

• первый этап характеризует нарушение равномерности распределения деформаций бетона растянутой грани, приводящих к развитию микротрещин в сечениях;

• второй этап включает развитие микротрещин около арматурной зоны и появление неравномерности распределения деформаций по длине арматурного стержня;

• третий этап вызывает появление видимых трещин (а_c = 0,05-0,1 мм) от соответствующей величины внешней нагрузи;

• четвертый этап показывает кинетику развития всех образовавшихся основных трещин при росте нагрузки.

В железобетонных конструкциях возникновение и изменение ширины раскрытия трещин определяется условиями совместной работы бетона с арматурой. Время появления трещин после изготовления железобетонных конструкций и за период их эксплуатации характеризуются большим интервалом, составляющим от 10 минут до пяти и более лет (табл.1.8) [5]. Таблица 1.8

N⁰	Причины образований трещин	Ориентировочное время
Π/Π		появления трещин
1	Пластическая осадка	10 мин – 3 часа
2	Пластическая составляющая усадки	30 мин – 6 часов
3	Раннее температурное воздействие	1 сутки – 2-3 недели
4	Долговременная составляющая усадки, связанная с	несколько недель-
	высыханием	несколько месяцев
5	Волосяные трещины, образующиеся при смещениях	1-7 дней или значительно
	опалубки или при всплытии бетонной смеси	позже
6	Коррозия арматуры	Более 2-х лет
7	Взаимодействие щелочей с кремнеземом заполнителя,	Более 5-и лет
	сульфатная коррозия	

Период возникновения трещин

Силовые поперечные трещины в бетоне, являясь легитимными проводниками агрессивной среды к поверхности арматуры, способствуют возникновению и развитию её коррозии, а несиловые микродефекты транспортируют химические продукты реагирующих компонентов от места коррозии.

Нормативная ширина раскрытия силовых трещин определяет расход арматуры и стоимость железобетонного изделия. В железобетонных конструкциях расчет ширины раскрытия трещин основан на теоретических, экспериментально-теоретических и экспериментально-статистических методах [243–251].

Отечественные и зарубежные исследования по расчету ширины раскрытия поперечных трещин в изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых железобетонных элементах в зависимости от подхода к выводу основных зависимостей разделяются на четыре основные группы [252–255]:

• в первой группе расчетные зависимости основаны на предпосылках теории В.И. Мурашева, в соответствии с которыми ширина раскрытия поперечных трещин в железобетонных элементах определяется как разность средних удлинений арматуры и растянутого бетона по оси арматуры, накопленных по длине элемента равной расстоянию между поперечными трещинами, и выражается уравнением, находящимся в основе расчёта по нормам большинства стран (еврокод 2 и Model Code 2010):

$$a_{crc} = l_s \left(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \right), \tag{1.7}$$

где l_s – расстояние между трещинами; ε_{sm} – средние деформации арматуры между трещинами; ε_{cm} – средние деформации бетона между трещинами.

49

В СП 52-101-2003 [256] деформациями растянутого бетона между трещинами ε_{cm} , из-за их незначительной величины пренебрегаются, и формула (1.7) приобретает вид (1.8):

$$a_{crc} = l_s \cdot \varepsilon_{sm} = l_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s, \qquad (1.8)$$

где σ_s – напряжение в растянутой арматуре; $\phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s$ – коэффициенты соответственно учитывающие продолжительность действия нагрузки, профиль продольной арматуры, характер нагружения и неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами [244, 254, 257–263];

• во второй группе эмпирические, полуэмпирические и статистические формулы расчёта ширины раскрытия поперечных трещин получены с помощью результатов экспериментальных исследований [197, 246, 249, 250, 264–270];

• в третьей группе методы, предложенные О.Я. Бергом, и включенные в CH-365-67 [271], рассматривают «зону взаимодействия» арматуры и бетона [254, 258, 271];

• в четвертой группе раскрытие трещин определяется с учётом накопления относительных взаимных смещений арматуры и бетона по оси арматуры на участке между трещинами, в том числе с использованием положений механики разрушения [254, 272–274].

Наибольшее влияние на ширину раскрытия поперечных трещин оказывают напряжение в растянутой арматуре и расстояние между поперечными трещинами [261].

Расстояния между трещинами l_s имеют прямо пропорциональную зависимость от толщины защитного слоя бетона δ_{3c6} (рис.1.2) [242] и отношения диаметра арматуры к проценту армирования (d/μ) (рис. 1.3) [242, 255, 275, 276].



Рис. 1.2. Влияние толщины защитного слоя бетона на расстояние между трещинами



Рис. 1.3. Влияние отношения диаметра арматуры к проценту армирования на расстояние между трещинами.

Однако в настоящее время не сложилось единого мнения о теоретических предпосылках к расчёту ширины раскрытия поперечных трещин, с учётом значимости основных расчётных параметрах [242]. Полученные расчётные формулы не являются оптимальными для железобетонных конструкций, из-за не установления корреляционной зависимости ширины раскрытия трещин от воздушно-сухих и воздушно-влажных условий, в которых ширина раскрытия поперечных трещин со временем соответственно либо увеличивается, особенно при повторных нагружениях, либо уменьшается, вследствие набухания бетона на участках между трещинами [241].

Появление трещин в железобетонных конструкциях не является признаком опасного состояния конструкции, если раскрытие их ограничено величиной, не вызывающей снижения прочности и нарушения нормального режима эксплуатации сооружения [26, 146].

Уменьшение площади сечения железобетонных конструкций из-за коррозионного повреждения снижает их силовое сопротивление и влияет на распределение усилий, способствующих изменению жесткости сечений элемента. Уменьшение жесткости сечения элемента приводит к увеличению кривизны сечения, способствующей более раннему периоду времени образования поперечных трещин по сравнению с алогичными конструкциями, не подверженными воздействию коррозионных факторов [277].

Напряженно-деформированное состояние существенно влияет на скорость проникновения агрессивных веществ в тело бетона. С повышением растягивающих напряжений в бетоне ускоряется процесс коррозии как бетона, так и арматуры. Локальный максимум уменьшения площади растянутой арматуры в железобетонных конструкциях наблюдается в поперечной трещине бетона за счет прямого проникновения агрессивных сред.

Силовые поперечные трещины в защитном слое бетона способствуют как количественному, так и качественному изменению деструкционных процессов в самой железобетонной конструкции [97]. С учётом положений механики разрушения твёрдого тела силовые трещины оказывают определяющее влияние на интенсификацию процесса коррозии арматуры при увеличении ширины раскрытия поперечной трещины в бетоне более критического значения [278, 279].

Несмотря на большое влияние поперечных трещин на долговечность железобетонных конструкций в агрессивной среде количество отечественных и зарубежных экспериментальных и теоретических исследований по изучению силовых поперечных трещин на изменение деформативных и прочностных свойств железобетонных конструкций очень ограничено.

Анализ известных экспериментальных исследований коррозии арматуры в силовых поперечных трещинах бетона при постоянной величине ширины их раскрытия показывает незначительное их количество из-за большой трудоёмкости проведения научных опытов [49, 79, 156, 280, 281]. Ещё в меньшем объёме представлены теоретические исследования [5, 106, 282, 283].

Оценка степени агрессивности газообразных сред по отношению к железобетону основана на тех же принципах, что и для жидких сред [10, 49, 153, 163]. Проницаемость бетона с трещинами для кислых газов намного выше, чем у бетона без трещин. Эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в поперечной трещине бетона с шириной раскрытия $a_{\rm T} = 0,20$ мм равен коэффициенту диффузии его в воздухе $D_{\rm CO_2} = 0,14$ см²/с, что на три порядка выше, чем в бетонах средней плотности [49, 79].

В железобетонных элементах проникновение углекислого газа (CO₂) в полость поперечных трещин, с учётом поглощения его бетоном стенками трещин, определяет коррозионную сохранность арматуры.

Глубина карбонизации бетона по высоте стенок поперечных трещин, как и глубина карбонизации бетона, зависит от диффузионной проницаемости бетона для CO₂ рис. 1.4 [49].



Рис. 1.4. Глубина карбонизации бетона по высоте стенок поперечных трещин в зависимости от диффузионной проницаемости бетона: 1, 2, 3 – ширина раскрытия трещин соответственно 0,5, 0,2 и 0,1 мм; 4 – бетон без трещин

Глубина карбонизации бетона по высоте поперечной трещины пропорциональна квадратному корню из ширины раскрытия трещины и времени карбонизации [49]. Увеличение прочности бетона приводит к росту карбонизации бетона по высоте поперечной трещины, что связано с уменьшением поглощающей способности бетоном углекислого газа стенками трещины.

Диффузия углекислого газа по высоте поперечной трещины к поверхности арматуры определяется следующими параметрами [172]:

• шириной раскрытия поперечной трещин;

• проницаемостью поперечной трещины, зависящей от количества отложений физического или химического состава внутри её полости;

• диффузией щелочи, зависящей от условий окружающей среды и характера переменного увлажнения.

Математическая модель проникания углекислого газа в бетонную полость трещины представлена в работах [284, 285]. Методика расчета, поступления углекислого газа в зону поперечных трещин основана на использовании первого закона Фика [49, 79].

Жидкие хлоридсодержащие среды в расчётных поперечных трещинах бетона изгибаемых железобетонных конструкций представляют наибольшую опасность для коррозии рабочей арматуры из-за протекания интенсивного электрохимического процесса на ее поверхности. Более интенсивная скорость протекания коррозионного процесса арматуры в зоне влияния поперечных трещин наблюдается при периодическом увлажнении железобетонных конструкций жидкой хлоридсодержащей средой [279, 286].

В поперечных трещинах железобетонных конструкций наблюдается повышенная первоначальная скорость коррозии арматуры по сравнению с незащищённой сталью при воздействии жидкой агрессивной среды, вызываемая более длительным периодом сохранения влаги у поверхности арматуры, чем на открытой поверхности стали. Через 1-2 года эксплуатации железобетонных конструкций в агрессивной среде градиент увеличения коррозии арматуры замедляется тем больше, чем меньше ширина раскрытия поперечных трещин. Причиной уменьшения скорости коррозии арматуры в трещинах с малой шириной раскрытия является ограничение как анодного, так и катодного процесса на поверхности арматуры в зоне поперечных трещин, за счёт уплотнения полости трещин увеличивающимися в объёме продуктами коррозии стали [156].

Активность сульфат-ионов (SO₄⁻), как деполяризатора анода электрохимической коррозионной макропары, значительно ниже активности хлорид-ионов (Cl⁻) [287]. Поэтому при установлении допустимых значений ширины раскрытия поперечных трещин в бетоне $a_{crc}^{\text{доп}}$ учитывается суммарная концентрация ионов Cl⁻ и SO₄⁻ [14, 15, 241]. При периодическом погружении железобетонных конструкций в воду различной агрессивности допустимые величины ширины раскрытия поперечных трещин $a_{crc}^{\text{доп}}$ по условию коррозионной сохранности арматуры приведены в (табл.1.9) [241].

Таблица 1.9

Допустимая ширина раскрытия поперечных трещин при суммарной концентрации хлорид и сульфат ионов

Суммарная концентрация в воде ионов	$a_{crc}^{\rm AOII}$, CM
Cl ⁻ и SO ₄ мг/л	
50	0,021
230	0,015
500	0,010
1000	0,008
18000	0,005

Деполяризация анода с повышением в воде концентрации хлорид – ионов (Cl[¬]) в интервале 230-3500 мг/л и ширины раскрытия трещин $a_{crc} = 0,04 \div 0,015$ см увеличивается прямо пропорционально логарифму их концентрации [241]. Снижение стойкости защитных пленок на анодных участках железа не наблюдается только при концентрации ионов Cl⁻ в воде менее 60 мг/л (0,01 % NaCl), за счёт резкого уменьшения поляризуемости анода на арматуре [287].

Коррозия арматуры в силовой поперечной трещине возникает от локальной депассивации ее поверхности в результате нарушения сцепления стальной арматуры с бетоном и последующим нарушением стабильности пассивирующих сталь оксидных пленок [49]. Причиной локальной депассивации арматуры являются возникающие в бетоне на границе бетон – арматура микротрещины по обе стороны от поперечной трещины, которые образуют приарматурную область разрыхлённой структуры бетона, так называемую зону влияния поперечной трещины, зависящую от ширины её раскрытия [156, 188]. Волосяные поперечные трещины с шириной раскрытия $a_{crc} = 20$ мкм не представляют опасность для возникновения коррозии арматуры, так как в них не уменьшается щелочность бетона [289, 290]. Данный вывод основан на идентичности коррозионного процесса арматуры в бетоне с поперечными трещинами и без них.

В изгибаемых железобетонных конструкциях с поперечными трещинами в бетоне коррозионный процесс на арматурном стержне зависит от ширины раскрытия трещин, вида и концентрации агрессивной среды, вида и диаметра арматуры и величины напряжения [49, 280, 300, 301].

Особенности протекания электрохимического процесса коррозии арматуры в постоянно раскрытых поперечных трещинах с ограниченной шириной раскрытия изгибаемых железобетонных элементов позволяют прогнозировать в них интенсивность затухания коррозии арматуры [156, 280, 287, 291–297]. Электрохимическим механизмом коррозии арматуры в поперечной трещине железобетонного элемента является коррозионная макропара, состоящая из разности потенциалов трех элементарных гальванических макропар между отдельными участками арматуры: дифференциальной щелочности электролита, дифференциального растягивающего напряжения в арматуре и дифференциальной аэрации [156, 298]. Все три макропары участвуют в процессе электрохимического разрушения металла. Однако разность потенциалов двух последних макропар значительно меньше разности потенциалов первой макропары [298].

Работа трёх коррозионных макропар происходит с анодным, катодным или омическим контролем, в зависимости от ширины раскрытия поперечных трещин. Расчёт скорости коррозии стали в поперечных трещинах бетона в зависимости от ширины раскрытия трещин производится с помощью графоаналитического метода [156].

Для долговечности железобетонных конструкций электрохимическим показателем критической ширины раскрытия поперечных трещин является переход от механизма коррозии при работе макропары с анодом в поперечной трещине бетона к механизму коррозии открытой стали, с учётом незатухающей кинетики коррозии арматуры. Критической ширине раскрытия поперечных трещин $a_{crc}^{\kappa p}$ соответствует максимально допустимая глубина коррозии арматуры $\delta_{K}^{\kappa p}$, как на открытой поверхности стали.

При незатухающем характере коррозии арматуры растущее давление со стороны продуктов электрохимического процесса приводит к образованию коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона, его раскалыванию и отслаиванию вдоль арматурного стержня, после чего скорость коррозионного процесса на поверхности арматуры становится соизмеримой скорости коррозии стали на поверхности открытого незащищенного металла. Скорость откалывания защитного слоя бетона возрастает с уменьшением прочности бетона и его толщины [299].

Принимая во внимание влияние на электрохимический процесс коррозии арматуры многочисленных факторов, представления о деталях механизма коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона и его контролирующих характеристиках имеют качественный характер [49, 79, 156]. В иностранных научных источниках содержатся сведения лишь о разрозненных опытных данных, по которым невозможно составить количественные зависимости кинетики процесса коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона.

Поэтому объективные научные результаты коррозионного процесса арматуры в расчётных поперечных трещинах бетона в железобетонных конструкциях, состоящих из многокомпонентных материалов, могут быть

получены только на прямых моделях железобетонных конструкций в экспериментальных исследованиях по сравнению с теоретическими исследованиями.

Экспериментальные исследования на прямых моделях железобетонных конструкций позволяют получить фактические значения коррозионного поражения арматуры в зоне влияния поперечных трещин для конкретных значений проницаемости бетона, с учётом депланации (искривления) стенками бетона в полости поперечных трещин в защитном слое бетона [49, 52, 156]. Депланация бетона не учитывается нормативными документами в методике расчёта ширины раскрытия поперечных трещин по СНиП 52-01-2003 [17] и в обосновании принятия допустимой ширины раскрытия поперечных трещин по условию коррозионной сохранности арматуры по СП 28.13330-2012 [12, 15, 279].

Из действующих отечественных стандартов только ГОСТ 8829-94 [559] учитывает влияние депланации стенок поперечных трещин на изменение ширины раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных изделиях с различной толщиной защитного слоя бетона.

Для железобетонных элементов без поперечных трещин степень агрессивности определяется данными концентрации хлорид-ионов в жидкой среде. Степень агрессивного воздействия жидкой и газообразной среды на арматуру железобетонных конструкций в расчётных поперечных трещинах бетона в нормативных документах СНиП 2.03.11-85* [14], СП 28.133.30.2012 [15] и ГОСТ 31384-2008 [63] учитывается косвенным путём через ограничение предельно допустимой ширины раскрытия поперечных трещин на поверхности бетона, с учётом класса применяемой арматуры, но без дифференцированного учёта возникающих коррозионных повреждений арматуры и её напряжённого состояния.

При эксплуатации железобетонных конструкций в воздушно – влажных средах или в условиях периодического увлажнения возможности теоретического анализа и прогноза коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона ограничены. Периодическое увлажнение создаёт наиболее благоприятные условия для функционирования сравнительно сильной комплексной электрохимической макропары, благодаря постоянному содержанию в порах бетона водного раствора и кислорода из атмосферного воздуха в количестве, достаточном для поддержания процесса деполяризации анода и катода на поверхности арматуры [241].

В процессе эксплуатации железобетонных конструкций в агрессивной среде поперечные трещины заполняются частицами аэрозолей и продуктами газовой коррозии бетона [49, 79, 156]. Уплотнение полости трещины продуктами гидратации, коррозии бетона и арматуры, а также механическими взвесями должно способствовать затуханию коррозионных процессов на арматуре [156].

В постоянно раскрытых поперечных трещинах шириной раскрытия до $a_{crc} \leq 0,4_{\rm MM}$ процесс кольматации полости трещин, вследствие отложения продуктов химических и электрохимических реакций, а также механических взвесей приводит к уменьшению скорости коррозии арматуры [5]. При заполнении поперечных трещин с с шириной раскрытия $a_{crc}=0,2$ мм соответствующими материальными отложениями её диффузионная проницаемость уменьшается в 3 раза [5, 52]. Снижение диффузионной проницаемости поперечных трещин приводит к восстановлению высокой щелочности поровой влаги и соответственно к пассивации стали. Свойство изменять диффузионную проницаемость трещин учтено в СНиП 2.03.11-85* [14] и СП 28.13330.2012 [15] положениями о не снижении нормативных сроков службы железобетонных конструкций при наличии трещин с шириной раскрытия $a_{crc} = 10-0,30$ мм в железобетонных конструкциях 2-3-й категорий трещиностойкости в сильноагрессивной, среднеагрессивной и слабоагрессивной средах.

Экспериментальные исследования показывают, что при периодическом погружении образцов в водный раствор 3 % NaCl, глубина язвенной коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона с постоянной шириной раскрытия $a_{crc} \leq 0,030$ см за 1,5-2 года составляет 1,2–1,5 мм с последующей кинетикой затухания коррозионного процесса из-за самоуплотнения полости поперечных трещин карбонатами. В поперечных трещинах бетона с шириной раскрытия $a_{crc} > 0,030$ см процесс коррозии арматуры не затухает и за семь лет испытаний глубина коррозионных язв на арматуре составляют до 3 мм [241].

Анализ результатов длительных экспериментальных исследований коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона с постоянным раскрытием в железобетонных элементах как при периодическом увлажнении пресной водой и водными растворами, содержащими хлорид-ионы, сульфаты и бикарбонаты, так и при постоянном погружении в непроточную и проточную неагрессивную воду позволяет сделать следующие выводы [303]:

• в поперечных трещинах с раскрытием $a_{crc} > 0,05$ мм коррозия арматуры возникает после некоторого периода продолжительности испытаний с вероятностью, возрастающей с увеличением ширины раскрытия;

• существует критическая ширина раскрытия поперечных трещин a_{crc}^{R} , в которой коррозия арматуры не затухает, а развивается по закону коррозии как для незащищённой стали. Это значение a_{crc}^{R} зависит от агрессивности жидкой среды и режима её воздействия. Величина этого раскрытия, с учётом коэффициента запаса, может рассматриваться как один из критериев опасного влияния трещины на долговечность железобетонных конструкций;

• способность бетона защищать арматуру в поперечной трещине увеличивается с уменьшением водоцементного отношения;

• при периодическом увлажнении неагрессивной водой с частотой 100 циклов в год значения коррозионного поражения арматуры в поперечных трещинах в воздушной среде с относительной влажностью близкой к точке росы, практически совпадают;

• за 13 лет коррозия арматуры не возникает в поперечных трещинах любого раскрытия при постоянном погружении в непроточную неагрессивную воду железобетонных образцов. Причиной является сохранение в глубине полости поперечных трещин повышенного значения pH. Максимальная глубина коррозионного поражения арматуры в проточной воде составляет $\delta_{\text{мах}} = 300$ мкм, что значительно меньше, чем при периодическом увлажнении;

• при периодическом увлажнении 3 %-м раствором NaCl максимальная язвенная коррозии арматуры в поперечных трещинах с шириной раскрытия $a_{crc} = 0,15$ мм и $a_{crc} = 0,20$ мм за два года испытания соответственно составляют $\delta_{max} = 1,2$ мм и $\delta_{max} = 1,3$ мм. В трещинах с $a_{crc} = 0,30$ мм за 7 лет воздействия агрессивной среды максимальные коррозионные язвы принимают значения $\delta_{max} = 3$ мм.

Методика определения допускаемой ширины раскрытия поперечных трещин $a_{crc}^{\text{Доп}}$ в железобетонных конструкциях по условию коррозионной сохранности арматуры в зависимости от класса капитальности сооружений приведена в [241]. Она основана на расчётном положении, что вероятность образования в конструкции поперечной трещины с опасным развитием коррозии арматуры не должна превышать определенную величину.

Оценка вероятности не допустимого развития коррозии арматуры во всех поперечных трещинах в железобетонной конструкции с номинальной «средней» шириной раскрытия определяется с помощью интеграла произведения плотности вероятности образования поперечных трещин с различной шириной раскрытия на вероятность опасной коррозии арматуры в поперечных трещинах соответствующего раскрытия [241, 41].

Нормативные документы СНиП 2.03.11-85*[14], СП 28.133330.2012 [15] и ГОСТ 31384-2008 [63] рассматривают два критерия опасного коррозионного поражения арматуры любого профиля в поперечных трещинах бетона. Первый критерий не допускает снижения механических характеристик арматуры, а второй критерий исключает образование коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона вдоль арматурных стержней [49].

Фактическая долговечность железобетонных конструкций с расчётными поперечными трещинами в бетоне в агрессивных условиях, содержащих хлорид-ионы, во многих случаях оказывается в несколько раз меньше нормативной [49]. Причинами являются не учёт при обосновании нормативной ширины раскрытия поперечных трещин следующих факторов, влияющих на физико-технические характеристики арматуры:

• расчётной концентрации хлорид-ионов;

• депланации стенок поперечных трещин в защитном слое бетона, с учётом различного профиля арматуры;

• величины амплитуды ширины раскрытия поперечных трещин.

Требование определения допустимой величины ширины раскрытия поперечных трещин для горячекатаной пластической арматуры как в нашей стране, так и за рубежом основывается на затухающем характере коррозии арматуры при постоянном ограниченном раскрытии ширины поперечных трещин, учитывающего коррозионные особенности арматурной стали разных классов и характер воздействия агрессивной среды [47, 156, 304, 305].

Однако, в вопросе о кинетике ширины раскрытия силовых поперечных трещин отсутствует единое мнение учёных. По одним данным поперечная трещина ведёт себя наподобие клина, который с течением времени удлиняется [306, 307], по другим сведениям поперечная трещина со временем частично кольматируется или полностью ликвидируется [192, 308].

Долговечность железобетонных конструкций в хлоридсодержащих средах определяется характеристикой стабильности ширины раскрытия расчётных поперечных трещин во времени. В результате воздействия переменной эксплуатационной нагрузки на железобетонные конструкции в силовых поперечных трещинах бетона на границе «бетон – арматура» возникают микротрещины в бетоне по обе стороны от расчётных поперечных трещин, образующие зону влияния поперечных трещин [156].

Результаты экспериментальных исследований карбонизации контактного слоя бетона с рабочей арматурой показывают, что переменная нагрузка в два раза увеличивает длину участка карбонизации по сравнению с постоянной, что является косвенным свидетельством более интенсивного микроразрушения бетона в приарматурной зоне и нарушения усилий сцепления бетона с арматурой [12, 279].

В СНиП 2.03.11-85* [14], СП 28.13330.2012 [15] и ГОСТ 31384-2008 [63] заложен дифференцированный подход к нормированию ширины постоянно раскрытых поперечных трещин в железобетонных конструкциях в зависимости от их расположения в жидких коррозионных средах.

Расчетные положения и принципы обеспечения долговечности железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах, учитывают только действие постоянной нагрузки [14, 17], не принимая во внимание переменные эксплуатационные нагрузки, с учетом требований СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» [309].

При наличии переменных напряжений в арматуре продукты коррозии стали, затрудняющие диффузию агрессивных реагентов к арматуре в

полости поперечных трещин, уменьшают свою плотность, способствуя тем самым активизации процесса коррозии на поверхности арматуры [49].

Амплитуда колебания ширины раскрытия поперечных трещин разрушает уплотняющие химические и физические материальные продукты в полости поперечных трещин [311]. Переменное раскрытие ширины поперечных трещин приводит к снижению щелочности не только в бетоне по высоте стенок поперечных трещин, но и в бетоне вдоль поверхности стержня в зоне влияния в поперечных трещин со скоростью распространения 1-2 мм в год для рифленой арматуры [311].

Не учёт в нормативных документах фактора влияния реально действующих переменных нагрузок на изменение деформативных свойств как бетона, так и арматуры, разрушение околоарматурного слоя бетона в зоне влияния поперечных трещин в защитном слое бетона с последующей его карбонизацией и уменьшение сцепления арматуры с бетоном является одной из причин несоответствия нормативной и фактической долговечности железобетонных конструкций, испытывающих воздействие хлоридсодержащих сред.

Отсутствие обоснованной количественной оценки коррозии арматуры в силовых поперечных трещинах бетона, испытывающих прежде всего воздействие переменной нагрузки, способствует образованию коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона, которые приводят железобетонные конструкции в предаварийное состояние [49, 279, 312].

1.4. Долговечность железобетонных конструкций без коррозионных продольных трещин с учётом исследования кинетики коррозии арматуры

Главной задачей расчета долговечности железобетонных конструкций является обеспечение их надёжной первичной защитой в течение всего срока эксплуатации, так как вторичная защита существенно удорожает конструкцию и не обладает соответствующей коррозионной стойкостью на весь период эксплуатации [49].

Расчетными моделями долговечности железобетонных элементов в капитальных зданиях и сооружениях являются строительные нормативные документы. Дифференцированные сроки службы различных зданий и сооружений определяет СТО 36554501-014-2008 [317].

На особую важность разработки метода расчёта долговечности железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах, обратил внимание ещё в 1969 году В.М. Москвин [316].

С феноменологической точки зрения процесс развития коррозионных поражений и силового сопротивления поврежденных железобетонных

конструкций при агрессивных воздействиях имеет единообразное описание [313].

Метод определения прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных элементов, не испытывающих воздействие агрессивных сред, основывается на классической теории – методе расчётных сечений [261], основателями которого были А.Ф Лолейт, А.А. Гвоздев и В.И. Мурашов [131, 261, 314]. Он был принят за основу при разработке действующего метода расчёта по предельным состояниям. При всех его достоинствах этот метод не позволяет произвести единообразный расчёт прочности, жёсткости и трещиностойкости железобетонных конструкций, из-за отсутствия обобщающей унификации в расчётных предпосылках и методологии решения задач для первой и второй групп предельных состояний [315].

Расчёт по двум группам предельных состояний не учитывает физические свойства бетона, особенности его напряжённо-деформированного состояния и физические условия перехода из одного состояния в другое.

Не учет в расчетах железобетонных конструкций влияния агрессивной среды снижает их нормативную работоспособность. Так в эксплуатируемых железобетонных мостах с течением времени происходит снижение прочностных характеристик железобетонных элементов, которые возникают из-за коррозии стальной арматуры [330].

Особое значение и актуальность исследование долговечности зданий и сооружений, эксплуатирующихся в агрессивных средах, получило в связи с принятием в 2010 г. в России Федерального закона о безопасности зданий и сооружений, в котором одним из главных требований выступает необходимость расчета зданий с высоким уровнем ответственности на внезапное выключение одного из несущих конструктивных элементов, например при коррозионном поражении. Этот документ определил создание нового направления в расчетах конструктивной безопасности зданий и сооружений – теорию живучести, выражающаяся в способности строительной системы распределять нагрузку между остальными элементами в случае повреждения или ослабления одного из них [313].

Расчетные модели жизненного цикла железобетонных конструкций, с учётом факторов эксплуатации, позволяют оптимизировать стоимость ремонта при большом числе технических и функциональных требований, безопасности, эстетики, экономики и экологии [1].

С помощью анализа результатов натурных обследований, лабораторных экспериментов и прикладных математических программ разработано большое количество расчётных моделей, описывающих процесс коррозии бетона, в виде зависимости глубины нейтрализации (*L*) от времени эксплуатации (*t*) $L = A_2 \sqrt{t}$, где A_2 – эмпирический коэффициент. Это модели Алексеева, Пападакиса, Ishida [10, 318, 319]; расчётная модели Анварова, учитывающая диффузию и химическую реакцию, при расчёте численным методом [320]; расчётная модель Лианга в виде $L = A_3 \sqrt[3]{t}$, учитывающая диффузию и химическую реакцию [321] и расчётная модель типа $L = \alpha t^b$. В этих моделях коэффициенты A_2 , A_3 , α , б зависят от структуры бетона и свойств внешней окружающей среды. Недостатками моделей являются наличие допусков и упрощений математического аппарата, влияющих на точность расчётов, наличие множества коэффициентов и отступлений от результатов натурных и лабораторных испытаний [27].

Кроме того, эти зависимости могут использоваться в расчетах, только при относительно постоянной и низкой влажности газовоздушной смеси [49], так как коэффициент диффузии углекислого газа в воздухе составляет 0,139 см²/с, а в воде он меньше на 4 порядка. При изменении относительной влажности воздуха от 30 до 70 % проницаемость бетона для газов практически остаётся постоянной, в то время как в интервале от 70 до 95 % она уменьшается на два порядка [322].

Кислые газы воздействуют на железобетонные конструкции совместно с углекислым газом (CO₂). Содержание углекислого газа в обычном чистом воздухе составляет около 600 мг/м³, а предельные значения концентраций по санитарным нормам других кислых газов в газовоздушной среде составляют от 0,1 до 10 мг/м³ [43, 79]. Поэтому в реальных условиях эксплуатации железобетонных конструкций ведущая роль в нейтрализации бетона соответственно принадлежит углекислому газу.

Методикой, изложенной в [10, 79, 150], предельным состоянием для долговечности железобетонных конструкций считается начало коррозии арматуры, возникающей после карбонизации защитного слоя бетона.

Для карбонизированного бетона без хлоридов омическое ограничение коррозии стали в воздушно- сухом бетоне имеет решающее значение. Наибольшая скорость коррозии металла в этих условиях наблюдается при периодическом изменении влажности. В карбонизированном бетоне скорость коррозии арматуры возрастает постепенно с увеличением влажности до определённой величины, когда заполненные водой капилляры начинают ограничивать диффузию кислорода [324].

По данным натурных экспериментальных исследований технического состояния железобетонных конструкций карбонизация бетона имеет аналитическую зависимость [45–47, 325]:

$$h_{\rm K} = \alpha \sqrt{\tau} = (0, 217W + 0, 005A_{\rm CO_2} - 20)\sqrt{\tau}$$
, (1.9)

где а – показатель коррозии бетона; W – относительная влажность воздуха, %; $A_{\rm CO_2}$ – концентрация углекислого газа, мг/м³.

В то же время для общей коррозии арматуры нет адекватной модели, отражающей зависимость скорости коррозии от факторов, как качество

защитного слоя и потенциал, определяемого проницаемостью бетона для кислорода и его влажностью [49,165].

В мировых и отечественных нормативно-технических документах по назначению долговечности железобетонных конструкций EN 206-1[326], СНиП 2.03.11-85* [14] и СП 28.13330. 2012 [15] отсутствует методика прогнозирования их долговечности с достаточной доверительной вероятностью из-за неоднородности состава бетонного камня, сложности физикохимических процессов карбонизации бетона, изменяемости во времени параметров эксплуатационной среды и наличия многочисленных технологических факторов, возникающих при изготовлении железобетонных конструкций.

Толщина защитного слоя бетона и глубина карбонизации являются случайными величинами [327]. Значения толщины защитного слоя бетона подчиняются нормальному закону распределения. Статистический учёт значений глубины карбонизации и геометрических характеристик толщины защитного слоя бетона в эксплуатируемых железобетонных конструкциях позволяет эффективно нормировать толщину защитного слоя бетона в изгибаемых железобетонных конструкциях и объективно оценивать время начала коррозии арматуры [322].

Результаты натурных обследований железобетонных мостов свидетельствуют, что коэффициенты вариации для глубины карбонизации бетона находятся в пределах $\upsilon_{A=}$ 0,25-0,35. Данные прогноза коррозии арматуры в железобетонных мостовых пролётных конструкциях при карбонизации защитного слоя бетона, выполненные с помощью статистического расчёта, представлены в (табл. 1.10) [322].

Таблица 1.10

В/Ц	Вероятная	годы	Толщина
	обеспеченность, %		защитного слоя
			бетона, см
0,40	95	6	1,0
0,40	95	14	1,5
0,40	95	40	2,5
0,40	95	100	4.0
0,40	99	40	3,5
0,40	99	100	5,5
0.45	95	40	3,5
0,45	95	100	5,5
0,45	99	40	4,7
0,45	99	100	7,5

Требования к толщине защитного слоя бетона с учётом вероятности не достижения процессом карбонизации поверхности арматуры во времени

Численные значения табл.1.10 показывают, что исходя из традиционной для бетона 95 %-й вероятностной обеспеченности, бетон с В/Ц=0,40 и толщиной 1,0 см будет прокарбонизирован за 6 лет, а с толщиной 1,5 см – за 14 лет. Для периодов 40 и 100 лет толщины прокарбонизированного слоя бетона соответственно составят 2,5 и 4,0 см.

Время инициации коррозии арматуры $t_{\rm Д}$, вызванная карбонизацией защитного слоя бетона (*d*), рассчитывается из соотношения [50, 51]:

$$d = K_c \sqrt{t_{\mathcal{A}}},\tag{1.10}$$

где коэффициент карбонизации К_с определяется по [329]:

$$K_c = C_{env} \cdot C_{air} \cdot \alpha \cdot R_b^b, \qquad (1.11)$$

где C_{env} – коэффициент окружающей среды; C_{air} – коэффициент содержания воздуха; *а*, *b* – параметры, определяемые вяжущим.

В пролётных балочных конструкциях мостов согласно СНиП 2.05.03-84* [89, 328] минимальная толщина защитного слоя бетона составляет для рабочей ненапрягаемой арматуры 3 см, для хомутов – 2 см, а для конструктивной арматуры – 1,5 см, что является недостаточными значениями для обеспечения нормативного срока службы железобетонных мостовых сооружений [180].

Анализ результатов исследований [322] и данных стандарта США [333] показывает, что для не допущения полной карбонизации защитного слоя бетона в пределах нормативного срока эксплуатации необходимо увеличивать толщину защитного слоя бетона.

В мировой практике строительства наблюдается тенденция увеличения толщины защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях, эксплуатирующихся под открытым небом [331]. В США в железобетонных конструкциях, используемых в агрессивной среде при контакте с грунтом, водой и с наружной атмосферой, минимальная толщина защитного слоя бетона составляет 6 см для рабочей арматуры и 5 см для конструктивной, а в мостовых железобетонных сооружениях, постоянно контактирующих с грунтом, минимальный защитный слой бетона принимается равным 7 см [332, 333].

При определении глубины карбонизации в реальных условиях эксплуатации железобетонных конструкций скорость глубины карбонизации, определяемая по реакции индикатора, опережает скорость глубины продвижения коррозионного фронта, что указывает на запаздывание коррозионного фронта по сравнению с глубиной карбонизации [334]. По данным [335] этот период составляет 10 лет, который предлагается включить в инкубационный период коррозии арматуры как необходимое время для разрушения защитных пленок на поверхности стали [336]. Разработка моделей проникания хлоридов в бетон является одним из наиболее важных этапов расчетного анализа долговечности железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях воздействия хлоридсодержащих сред. Критической концентрацией хлорид-ионов в бетоне для возникновения коррозии арматуры считается концентрация, при которой скорости процессов пассивации и депассивации арматурной стали равны между собой.

Долговечность железобетонных конструкций значительно снижается при совместном воздействии на них углекислого газа и хлорид-ионов. При карбонизации распадаются малорастворимые хлоридсодержащие соединения с выделением хлоридов в жидкую фазу. Снижение pH бетона приводит к уменьшению критического содержания хлоридов, при котором начинается процесс коррозии арматуры.

При хлоридной коррозии арматуры в условиях воздействия морской воды или солей антиобледенителей, а также технологических жидких сред, при повышенном содержании воды в бетоне скорость коррозии арматуры контролируется диффузией кислорода к её поверхности [49].

Прогнозирование времени образования в приарматурном слое бетона критической концентрации хлорид-ионов, при которой нарушаются пассивность стали и начинается её коррозия, является основным расчётным фактором долговечности железобетонных конструкций при хлоридной коррозии.

В существующих методах прогнозирования срока службы железобетонных конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред их долговечность, связанная с инкубационным периодом коррозии арматуры, определяется по изменению концентрации хлорид – ионов во времени через защитный слой бетона до достижения критической величины в приарматурном слое бетона [49, 79, 337]. В [79, 191, 341, 344, 346, 358–361] прогнозирование срока службы железобетонных конструкций принимается по инкубационному периоду коррозии стальной арматуры.

Одной из первых публикаций, связанных с разработкой физической модели инкубационного периода процесса коррозии арматуры в бетоне, является работа Z.P. Bazanta [574]. В ней модель представлена в виде краевой задачи описания анодной реакции с соответствующими граничными условиями, что является её достоинством. Принципиальный недостаток модели состоит в отсутствии в описании процессов массопереноса в диффузионном слое Нернста вдоль стержня количественных зависимостей, устанавливающих область катодного или анодного контроля.

Инкубационный период в хлоридсодержащей среде, зависящий от критической концентрации хлоридов, при которой начинается коррозия арматуры, определяется из уравнения диффузии хлорид – ионов в бетоне, проницаемости и толщины защитного слоя бетона, водородного показателя рН и влажности бетона [88]. Проникая в бетон, ионы хлора вступают в реакцию с продуктами гидратации цемента. В цементном камне могут быть связаны более 50 % хлоридов, что задерживает их дальнейшее продвижение. Хлориды изменяют структуру пор и влияют как на эффективный коэффициент диффузии, так и на механические свойства материала [188].

Периоды до накопления критического количества хлорид-ионов в зависимости от физико-химических характеристик газовоздушной агрессивной среды и поровой структуры рассмотрены в табл. 1.11. В ней приведены результаты расчёта периода накопления критического количества хлоридионов 0,5 % от массы цемента при толщине защитного слоя бетона 2,5 см и содержании хлорид – ионов в наружном слое 1,5 % [43].

Таблица 1.11

Диффузионная проницаемость бетона для хлоридов в условиях воздействия газообразного хлора и хлористого водорода при разной влажности среды

Относительная	Вид и концентрация	Эффективный	Время до накопления
влажность	агрессивных газов	коэффициент	критического количества,
среды, %		диффузии, см ² /с	хлорид-ионов, годы
50	Cl ₂ 10 мг/м ³	$(0,36-1,51) \times 10^{-8}$	14-59
65-85	Cl ₂ 3-6 мг/м ³	$(0,46-3,7) \times 10^{-8}$	5-47
60-80	HC1-6мг/м ³	(1,63-7,42)×10 ⁻⁸	3-13

Согласно количественных данных в табл.1.11 увеличение влажности среды от 50 до 80 % приводит к увеличению диффузионной проницаемости бетона для хлорид-ионов до 4 раз.

Глубина проникания хлорид-ионов в бетон для двух концентраций их на его поверхности и двух сроков (1 и 10 лет) показаны на рис. 1.5 [338].



Рис. 1.5. Глубина проникания хлорид-ионов в бетон с эффективным коэффициентом диффузии 5.10⁻⁸ см²/с для двух уровней их концентрации на поверхности бетона за один год и десять лет испытания

Наиболее корректным методом моделирования проникания агрессивной среды, содержащей хлорид-ионы, в объем конструктивного элемента является модель диффузии, построенная с помощью второго закона Фика [188, 339–346]. Для случая одномерной диффузии второй закон Фика имеет вид:

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2},$$
(1.12)

где t – время экспозиции в условиях воздействия хлоридсодержащей среды, C(x,t) – концентрация ионов хлора на расстоянии x от поверхности конструкции в момент времени t, D – коэффициент диффузии хлорида.

При условиях стационарности коэффициента диффузии и поверхностной концентрации хлорид-ионов, а также равенства нулю начальной концентрации хлорид-ионов аналитическое решение уравнения [350, 351], соответствующее случаю проникания среды в полуограниченное тело, имеет вид [347, 348]:

$$C(x,t) = C_0 \left(1 - erf\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \right), \qquad (1.13)$$

где C_0 – равновесная концентрация хлорида на поверхности бетона; *erf* – функция ошибок Гаусса (интеграл вероятности ошибки).

$$erf(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{0}^{u} e^{-u^{2}} du$$
 (1.14)

Инкубационный период коррозии арматуры с учётом имеющегося значение критической концентрации $C_{\text{корр}}$, определяющий начало коррозии арматуры, представляется в виде расчётной модели:

$$T_{\rm uhky6} = \frac{d^2}{4D} \left[erf^{-1} \left(\frac{C_0 - C_{\rm kopp}}{C_0 - C_i} \right) \right]^{-2}.$$
 (1.15)

Влияние напряжённо-деформированного состояния бетона оценивается с помощью диффузионной модели распределения концентрационного поля по объёму конструктивного элемента, учитывающей воздействие напряжённо-деформированного состояния материала железобетонной конструкции на кинетику проникания агрессивной среды [382, 427].

Концентрация хлоридов в бетоне описывается уравнением [347, 348]:

$$C_h = C_0 \left[1 - erf \frac{h}{2\sqrt{D\tau_h}} \right], \tag{1.16}$$

где C_0 и C_h – содержание хлорид-иона по отношению к массе цемента на поверхности конструкции и на расстоянии *h* см от неё, соответственно; $D, cm^2/rod$, – коэффициент диффузии хлорида в бетоне и τ – время, годы.

Преобразование (1.16) даёт расчётную модель продвижения хлоридионов во времени, которая является справедливой и при воздействии агрессивных кислых газов, в том числе соответственно сернистого ангидрида и сероводорода SO₂,H₂S [349]:

$$h = 2\alpha\beta\sqrt{\tau_h},\tag{1.17}$$

где *h* см – толщина в защитном слое; $\beta = \arg\left[erf\frac{h}{2\sqrt{D\tau_n}}\right]$, числено равный

$$\beta = 1 - \frac{C_h}{C_0}; \quad \alpha = \sqrt{D}.$$

Формула (1.17) идентична экспериментальной зависимости, описывающей карбонизацию бетона [79]:

$$h_c = A \sqrt{\tau_{hc}}, \qquad (1.18)$$

где h_c – глубина карбонизации; τ_{hc} – время диффузии углекислоты в бетон на глубину h_c ; A, см/год^{1/2} – эмпирический коэффициент, зависящий от концентрации углекислого газа и характеристик проницаемости карбонизирующего слоя бетона и его реакционной способности.

Модель инициирования коррозии арматуры в бетоне, вызванная хлорид-ионами и определяемая с помощью второго закона Фика, имеет вид [50, 51]:

$$t_{\mathcal{A}} = \frac{1}{12 \cdot D} \cdot \left(\frac{C}{1 - \sqrt{\frac{C_{th}}{C_s}}}\right)^2, \qquad (1.19)$$

где D – коэффициент диффузии; C – защитный слой бетона; C_{th} – критическое содержание хлоридов; C_s – концентрация хлоридов на поверхности бетона.

Более простой моделью проникания агрессивной среды, содержащей хлорид-ионы в материал конструктивного элемента, является модель, работающая не по закону диффузии, а размытым фронтом [352]. В этом случаи изменяющееся во времени концентрационное поле аппроксимируется функцией размытого фронта [88]:

$$C(x,t) = C_{\infty} \left[1 \pm \frac{x}{L(t)} - \frac{a}{2L(t)} \right],$$
 (1.20)

где x – координата рассматриваемой точки; t – время; C_{∞} – концентрация агрессивной среды на поверхности конструктивного элемента; a – размер элемента вдоль оси x; L(t) – закон продвижения границы размытого фронта

вглубь конструктивного элемента (глубина проникания агрессивной среды), причем:

$$L(t) = \alpha t^{n} \cdot f(\sigma, t), \qquad (1.21)$$

где *а*, *n* – коэффициенты, определяемые из экспериментов; $f(\sigma,t)$ – функция влияния усредненного по сечению напряжённого состояния конструктивного элемента на кинетику проникания агрессивной среды в бетон.

В то же время модель проникания размытым фронтом, отражая кинетику продвижения фронта хлорид-ионов, дает неточную информацию о распределении поля концентрации хлорид-ионов. Несмотря на это, модель проникания размытым фронтом, достаточно хорошо описывает одномерный процесс проникания хлорид – ионов в бетон [73, 88].

По данным натурных экспериментальных исследований проникание хлоридов вглубь бетона железобетонных конструкций описывается зависимостью [45, 47, 325]:

$$h_{\rm Cl} = 4, 4 \cdot k \tau^{0,7}, \tag{1.22}$$

где $h_{\rm Cl}$ – глубина проникновения ионов хлора, мм; τ – 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.

Модель до начала коррозии арматуры при наличии в бетоне хлоридионов представлена в [353]:

$$T = \frac{\left(d_1 - d_{s/2}\right)^2}{4D_c} \cdot \left[erf^{-1} \cdot \left(\frac{c_{cr} - c_s}{c_i - c_s}\right)\right]^2,$$
(1.23)

где T – время инициации коррозии; d_1 – расстояния от центра арматурного стержня до внешней бетонной поверхности; d_S – диаметр арматуры; D_C – коэффициент диффузии хлоридов; C_{cr} – критическая концентрация хлоридов; C_S – концентрация хлоридов на поверхности; C_i – инициирующая концентрация хлоридов; *erf()* – функция ошибок.

Модель глубины проникания агрессивной среды к арматуре в зависимости толщины защитного слоя бетона и диаметра арматуры имеет вид [99, 354]:

$$L(\tau) = K\tau_i^m < \left(\alpha - \frac{d}{2}\right), \tag{1.24}$$

где α – толщина защитного слоя бетона; *d* – диаметр арматуры; *K* и *m* – опытные параметры воздействия среды.

Время инициации коррозии стали при воздействии хлоридов в двухфазной модели коррозирования арматуры определяется по формуле [353]:

$$T = \frac{\left(d_1 - d_{s/2}\right)^2}{4D_c} \cdot \left[erf^{-1} \cdot \left(\frac{c_{cr} - c_s}{c_i - c_s}\right)\right]^2, \qquad (1.25)$$

где T – время инициации коррозии; d_1 – расстояния от центра арматурного стержня до внешней бетонной поверхности; d_s – диаметр арматуры; D_c – коэффициент диффузии хлоридов; C_{cr} – критическая концентрация хлоридов; C_s – концентрация хлоридов на поверхности; C_i – инициирующая концентрация хлоридов; erf() – функция ошибок.

Согласно двухфазной модели (1.25) распределение концентрации хлоридов по глубине сечения бетона по отношению к его массе во времени представляется в виде следующих графических зависимостей (рис.1.6) [355]:



Рис. 1.6. Распределение концентрация хлоридов по глубине сечения бетона

Время инициации коррозии арматуры, вызванной хлоридами, определяется с помощью второго закона Фика представленного функциональной моделью [50, 51]:

$$t_{\mathrm{II}} = \frac{1}{12 \cdot D} \cdot \left(\frac{C}{1 - \sqrt{\frac{C_{th}}{C_s}}} \right)^2, \qquad (1.26)$$

где D – коэффициент диффузии; C – защитный слой бетона; C_{th} – критическое содержание хлоридов; C_s – концентрация хлоридов на поверхности бетона.

Расчетная модель инкубационного периода коррозии арматуры при воздействии хлоридсодержащего газа выражается в виде [79]:

$$T_{\kappa} = \frac{1}{2} \left(\frac{C_{4\kappa} \sqrt{D_{49\phi}}}{\mu_4 q_1} + \frac{B}{\sqrt{D_{49\phi}}} \right), \tag{1.27}$$

где $C_{4\kappa}$ – критическая концентрация хлорид – иона принимается равной 0,4 % массы цемента; $D_{49\phi}$ – эффективный коэффициент диффузии хлоридионов в бетоне см²/с (определяется экспериментально); q_1 – удельный поток агрессивного газа, $\Gamma/cM^2 \cdot c$ (определяется экспериментально); B – толщина защитного слоя, см; μ_4 – стехиометрический коэффициент.

При карбонизации бетона критическая концентрация хлоридов, при которой начинается коррозия арматуры, уменьшается в два раза, т.е. $C_{\rm kp}^{\kappa} = C_{\rm kp}^{\rm H}/2$. Соответственно уменьшается и инкубационный период коррозии арматуры, т.е. $t_{\rm inc}^{\rm kap6} < t_{\rm inc}^{\rm 6e3kap6}$ [88].

Модель инкубационного периода коррозии арматуры в бетоне без трещин в среде кислых газов типа HCl имеет вид [200]:

$$t_{x} = \left(\frac{C_{4k}C_{u}\sqrt{D_{4}^{*}}}{44,5q_{1}\sqrt{\Pi\omega}} + 0,635x_{k}\sqrt{\frac{\Pi\omega}{D_{4}^{*}}}\right)^{2},$$
(1.28)

где $C_{4\kappa}$ – предельно-допустимое содержание хлорид-ионов ($C_{4\kappa}$ = 0,4 % от массы цемента); x_{κ} – толщина защитного слоя; G_{μ} – расход вяжущего материала; П – пористость; ω – коэффициент остаточной пористости; П ω – объёмное влагосодержание образцов; q_1 – поток газа, поглощаемого образцами; D_4^* – эффективный коэффициент диффузии агрессивного вещества в поровой жидкости.

Оценка продолжительности инкубационного периода при хлоридной коррозии ограничивается недостатком информации об однородности диффузионного сопротивления бетона [49].

Для описания коррозионного состояния арматуры применяются модели, в которых используются уравнения массопереноса и уравнения для электрических потенциалов Нернста [166]. Количественные показатели потери веса металла определяются на основе эмпирических зависимостей.

Недостатками моделей коррозии арматуры железобетонных конструкций в агрессивных средах, включающих зависимости для определения количественных показателей процессов коррозии, являются их неравновесность [166], так как в полуэмпирических моделях используются уравнения электростатики, распространяющиеся на случай равновесных электрохимических процессов. Уравнения математической модели в [166] справедливы для любого окислительно-восстановительного электрода и показывают зависимость скоростей электродных процессов от величины потенциала и строения двойного электрического слоя. Математическая модель отражающая непосредственный процесс коррозии арматуры в бетоне в виде двух отдельных процессов: катодного и анодного представлена в [5].

Электрохимический процесс коррозии арматуры определяется массопереносом реагирующего вещества в растворе электролита. Он происходит по трем механизмам: молекулярной диффузии, конвективной диффузии и миграции. Молекулярная диффузия учитывается во всех случаях массопереноса, так как электрохимические процессы всегда сопровождаются изменением концентраций веществ. При наличии направленного влагопереноса наблюдается конвективная диффузия. Миграционный перенос связан с переносом электрически заряженных частиц в электролите при наличии градиентов электрического потенциала [166].

Для электрохимической коррозии арматуры в железобетонных конструкциях математические модели дополняются уравнениями массопереноса растворов агрессивных веществ в поровом пространстве бетона, необходимость применения которых объясняется тем, что хлористые, сернокислые и азотнокислые соли щелочных металлов образуют с железом хорошо растворимые продукты, а ионы SO_4^{1-} или ClO_4^{1-} на железе восстанавливаются с трудом и не пассивируют его. Эти уравнения позволяют определить глубину нейтрализации бетона и, соответственно, начало процесса коррозии арматуры [166, 324].

Прогнозирование скорости развития электрохимической коррозии стали в бетоне после потери её пассивности представляет очень трудную задачу и в общем случае определяется следующими факторами:

• ионным составом жидкой фазы бетона и его изменением во времени;

• влажностном состоянием бетона в зависимости от влажности среды и механизма влагопереноса;

• проницаемости бетона в защитном слое для кислорода;

• омическим сопротивлением бетона.

Длительная сохранность арматуры в бетоне определяется его изолирующим действием, зависящим от его плотности и толщины слоя, химического состава цементного камня и условий эксплуатации конструкций. Однако ни одна из нормируемых характеристик проницаемости бетона (газо- и воздухонепроницаемость, водопоглощение и водонепроницаемость) не гарантирует длительного защитного действия бетона по отношению к арматуре. Коррозионный период начинается с момента депассивации арматуры и продолжается до момента наступления предельного состояния железобетонной конструкции, когда она теряет несущую способность и эксплуатационные свойства. Поэтому модель изменения
коррозионного поведения стали во времени принимается в виде двух периодов – инкубационного и коррозионного рис. 1.7 [49].

В хлорид и сульфатсодержащих средах существующие модели определяют коррозионное поражение арматуры как инкубационным, так и активным периодами коррозии арматуры [73, 88].

Инкубационный период, характеризуемый пассивностью металла, имеет большое значение для предварительно напряженных железобетонных элементов, в которых из-за недопустимости уменьшения площади поперечного сечения арматуры срок службы ограничивается временем депассивации стали.



Рис. 1.7. Модель изменения коррозионного поведения стали в бетоне

Фактическая долговечность железобетонных конструкций без поперечных трещин в агрессивных средах с учётом коррозионного поражения арматуры определяется следующими факторами [49]:

• пассивным состоянием стальной арматуры в течение расчётного срока службы;

• продолжительностью периода карбонизации бетона в пределах толщины защитного слоя в среде, который рассматривается как одно из предельных состояний конструкций в агрессивной среде;

• величиной отношения активности хлоридов к активности гидроксильных ионов;

• наличием внешнего электрического потенциала;

• периодом продолжительности коррозии арматуры.

Время проникания фронта агрессивных сред в первом периоде значительно больше, чем время активной коррозии стали во втором периоде. Такая кинетика совпадает с относительной величиной длительного действия первого периода ко второму. Например, при оценке срока службы пролётных строений железобетонных мостов значение этого отношения составляет более пяти [5].

Долговечность железобетонных конструкций при коррозии низкопотенциальной арматуры в бетоне, интенсивность протекания которой определяется с помощью диаграммы Эванса, представлена в [363] как совокупность двух периодов: инкубационного и активного периода коррозии стали.

Двухстадийная в виде двух алгебраических составляющих феноменологическая модель исчерпания несущей способности железобетонных конструкций в агрессивных средах в результате коррозии арматуры приводится в [369, 370]:

$$T_{\text{пол}} = T_{carb} + T_{cor}, \qquad (1.29)$$

где T_{carb} – время, по истечении которого произойдёт карбонизация бетона с утратой его защитных свойств по отношению к арматуре; T_{cor} – продолжительность развития коррозии арматуры (уменьшение площади поперечного сечения арматуры) в результате потери пассивирующих арматуру свойств бетоном защитного слоя и действия напряжения от нагрузки, с учётом коэффициента вариации.

Время T_{cor} определяется интенсивностью развития коррозионных повреждений, видом арматурной стали и действующими напряжениями от эксплуатационных нагрузок. Мерой измерения накапливаемых повреждений принимается снижение предельного растягивающего усилия арматуры в момент выхода железобетонной конструкции из строя вследствие её коррозии.

Феноменологическая модель коррозии арматурной стали в бетоне (модель Тутти) состоит из трёх периодов [324]. Первый инкубационный период соответствует пассивному состоянию стали в бетоне. Второй период связан с началом коррозии арматуры. Третий период характеризует коррозию открытой поверхности арматуры, вследствие растрескивания защитного слоя бетона из-за давления продуктов коррозии металла. Процесс активной коррозии начинается после завершения инкубационного периода из-за снижения рН поровой жидкости в контактном слое бетона с арматурой, вызванной процессом карбонизации.

Недостатком модели Тутти является отсутствие учёта напряжённодеформированного состояния конструкции при ее эксплуатации, а также процесса сорбции, который, как и диффузия, определяется зависимостью *t* в степени 1/2.

Полная модель коррозионного износа армирующих элементов, учитывающая влияние уровня концентрации хлоридов в месте расположения арматуры, предложена в [337]. При различных граничных условиях концентрации хлорид – ионов на поверхности конструктивного элемента она включает следующие структурные элементы модели:

- кинетики проникания агрессивной среды;
- кинетики коррозионного поражения арматуры;
- растрескивания и отслаивания защитного слоя;

• деформирования и разрушения армированных конструктивных элементов, взаимодействующих с хлоридсодержащей средой.

Прогнозирование свойств композитных материалов на эмпирических моделях строится на статистических подходах из-за случайной структуры неоднородных материалов с различной степенью упорядоченности составляющих элементов. Все эмпирические модели, построенные на других подходах, дают приближенную оценку по отношению к реальным композитам [166].

Методы вероятностной оценки долговечности железобетонных конструкций, основанные на теории надежности, являются наиболее объективными методами прогнозирования их рабочего ресурса [364–366].

Вероятностная деградационная двухстадийная модель коррозии арматуры в бетоне Тутти – Эванса – Андраде [367], состоящая из периодов последовательного проникания фронта коррозии в защитном слое бетона и распространения коррозии по объему, использована для оценки долговечности железобетонных элементов [5]. Первый период включает время необходимое для получения критической концентрации агрессивной среды, влияющей на депассивацию арматуры. Второй период характеризуется увеличением глубины коррозии арматуры с начального значения δ_0 до критической величины δ_{cr} . Максимальная допустимая глубина коррозии арматуры ограничивается условием сохранения 50 % начальной площади сечения.

Вероятностная оценка остаточного срока службы железобетонных мостовых конструкций представляется в виде трёх моделей, использующих статистические данные исследований толщины защитного слоя, процессов карбонизации бетона, диффузии хлоридов в бетоне, а также коррозии арматуры [371].

Две группы математических моделей, описывающие кинетику снижения защитных свойств антикоррозионного покрытия на арматуре путем нарушения их сплошности и предполагающие возможность образования очага коррозии под покрытием с возникновением коррозионных продуктов, расширяющихся в объеме, приведены в [362].

Эмпирическая зависимость инкубационного периода срока службы защитного покрытия арматуры для модели коррозионного износа $\delta = k_1 \cdot t^n$ при условии разрушения покрытия $(\delta)_{max} = \delta_{pa3p}$ представлена в виде:

$$t_{v} = (1/k_{1}) \Big[\delta_{\text{pasp}} (5+v) R^{2} h^{2} / 24 D (1+v) (3+v) (\lambda-1) \Big]^{\frac{1}{n}}, \qquad (1.30)$$

где *R*,*h*,*D* – радиус, толщина и цилиндрическая жесткость покрытия в месте отслаивания; *v* – коэффициент поперечной деформации материала покрытия.

Отсутствие влияния неагрессивных и агрессивных сред на характер кривой деформирования образцов ненапрягаемой арматуры позволяет учитывать коррозию арматуры в бетоне через уменьшение её площади поперечного сечения [76].

Физический износ арматуры как элемента сечения определяется следующими факторами [372, 373]:

• взаимодействием арматуры с бетоном;

• уровнем действующих в ней напряжений;

• характеристикой продвижения глубины коррозионного фронта бетона с рН=9.

Большинство исследователей определяющим фактором долговечности железобетонных конструкций считают коррозионное поражение арматуры в виде уменьшения поперечного сечения [310]. Однако не существует четкой количественной модели оценки предельно допустимого коррозионного поражения арматуры как в плотном бетоне, так и в бетоне с силовыми трещинами. Имеются только отдельные опытные данные по исследованию различных этапов развития процессов коррозии стальной арматуры в бетоне [99].

Модели в [73, 88] определяют коррозионное поражение арматуры в хлорид и сульфатсодержащих средах в инкубационном и активном периодах, с учётом коррозионного износа, по величине уменьшения поперечного сечения стержня.

Возможность эксплуатации железобетонных конструкций с арматурой из мягких углеродистых сталей, имеющих высокие пластические свойства, может рассматриваться при условии затухающего развития процесса коррозии арматуры во времени [323]. Результаты существующих исследований показывают затухающий во времени характер коррозионного поражения арматуры в бетоне при длительной эксплуатации как при действии постоянной нагрузки [311], так и малоцикловой [5]. В то же время теоретические исследования коррозии арматуры в бетоне существенно отстают от экспериментальных [166].

Значения скорости коррозии стали в цементном бетоне во влажной атмосфере в зависимости от вида бетона приведены в табл. 1.12 [153].

Таблица 1.12

Вид бетона	Потеря массы стали г/(м ² ·год)	Максимальная глубина язв за год, мм
Обычный без добавок:		
плотной структуры	0	0
пористой структуры	13-210	0,48
С добавками хлоридов в 5 % CaCl	10-660	1,63
Без добавок, карбонизированный	30	_

Скорость коррозии стали в бетоне во влажной атмосфере

Уменьшение площади поперечного сечения стальных армирующих элементов в агрессивной среде согласно рекомендациям RILEM представляются в виде зависимости [374, 375, 376]:

$$A_s(t) = \frac{N_s \cdot \pi \cdot \left[D_0 - n \cdot X_c \cdot (t - t_0)\right]^2}{4}, \qquad (1.31)$$

где N_s – количество армирующих стержней; D_0 – начальный диаметр; n – параметр, учитывающий форму коррозии; $X_c \cdot (t-t_0)$ – глубина коррозионного износа; t_0 – время инициирования коррозии.

Уменьшение площади арматуры в случае равномерной коррозии при достижении критической концентрации хлорид – ионов, инициирующей коррозию арматуры, определяется по формуле[353]:

$$S_{R}(t) = n \cdot \left[d(t)\right]^{2} \cdot \frac{\pi}{4}, \qquad (1.32)$$

где *S_R* – площадь арматуры*; n* – число арматурных стержней;

$$d(t) = d_1 - m \cdot \lambda \cdot i_{corr} \cdot t;$$

здесь m – коэффициент коррозии, зависящий от типа воздействия; λ – коэффициент перевода единиц измерения; i_{corr} – коррозийный ток.

Модели коррозионного поражения арматуры, учитывающие уменьшение площади её сечения пропорционально глубине продвижения фронта коррозии бетона после нейтрализации бетона у поверхности арматуры в плотном бетоне, представлены в [47, 99, 185, 377, 378]. Они показывают, что уменьшение сечения арматурного стержня в результате коррозии как в плотном бетоне, так и в бетоне с силовыми трещинами описываются дробно-линейными моделями. Коррозионное поражение арматурных стержней представлены моделями, в которых глубина коррозии нелинейно зависит от времени и параметра, отражающего влияние класса арматуры и агрессивности среды.

Расчетная глубина коррозии арматурных стержней в [73], описываемая моделью аналогичной модели коррозионного износа бетона, содержится в [379], но со сдвигом во времени начало коррозионного повреждения арматуры t_s , из-за удаления её от поверхности элемента:

$$\delta_s = d_s \cdot \left[1 - \varepsilon^{-\alpha_s(t-t_s)} \right], \tag{1.33}$$

где α_s – параметр скорости коррозионного повреждения арматуры, зависящий от класса стали и активности агрессора; t_s – время начала повреждения арматуры; d – диаметр арматурного стержня.

Модель коррозии арматурных стержней в бетоне в виде инкубационного периода t_{inc} , в течение которого концентрация хлорид-ионов изменяется от начального значения до критического, а также в стадии интенсивной коррозии, чаще всего имеющий локальный характер, имеет вид [337]:

$$\delta = \begin{cases} 0, \quad t < t_{inc}, \quad C < C_{\kappa p}; \\ \delta(t), \quad t \ge t_{inc}, \quad C \ge C_{\kappa p}. \end{cases}$$
(1.34)

Модель коррозионного поражения арматуры после достижения критической концентрации хлоридов на поверхности арматуры (за время t_{inc}) в виде равномерной по периметру арматурного стержня глубине коррозии представлена в [88, 380]:

$$\delta = \begin{cases} 0, t \le t_{inc} \\ \frac{\delta_0(t - t_{inc})}{(t - t_{inc}) + T}, & \text{либо } \delta = \begin{cases} 0, t \le t_{inc}; \\ k(t - t_{inc}), t > t_{inc}, \end{cases}$$
(1.35)

где δ – глубина коррозии; t – время; t_{inc} – инкубационный период, то есть время достижения концентрацией хлоридов в зоне расположения арматуры критического уровня; δ_0 , T, k – коэффициенты.

Феноменологическая модель коррозионной поврежденности стальной арматуры в условиях совместного воздействия хлоридсодержащей среды и карбонизации, а также сульфат-ионов принимается в виде [88, 380]:

$$\delta = \begin{cases} 0, & t \le t_{inc}; \\ \alpha \left(t - t_{inc}\right)^{\beta}, t > t_{inc}, \end{cases}$$
(1.36)

где δ – глубина коррозии арматуры; t_{inc} – инкубационный период в виде достижения концентрацией хлорид и сульфат-ионов в зоне расположения арматуры критического значения; α , β – коэффициенты моделей.

Модель коррозионного поражения арматуры для трёх видов коррозионного поражения арматуры в бетоне: равномерного, локального по хорде и локального серповидного определяет их влияние на уменьшение площади поперечного сечения стержня: равномерное при карбонизации и неравномерное при хлоридной коррозии [73, 76, 88]. При локальном серповидном или по хорде поражении коррозионный износ арматуры происходит при воздействии хлоридсодержащей среды из-за образования питингов на арматуре.

Модели коррозионного поражения арматурного стержня по площади поперечного сечения, с учётом трёх видов коррозионного поражения, имеют следующие математические зависимости [73, 88]:

при равномерном коррозионном поражении арматурного стержня:

$$A(t) = \begin{cases} \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2, \ t \le t_{inc}, \\ \frac{\pi}{4} \cdot (d_0 - 2\delta(t))^2, \ t > t_{inc}, \\ 0, \ t >> t_{inc}, \end{cases}$$
(1.37)

при локальном коррозионном поражении по хорде арматурного стержня:

$$A(t) = \begin{cases} \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2, \ t \le t_{inc}, \\ \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2 - \frac{d_0^2}{8} \cdot (\alpha - \sin \alpha), \ t > t_{inc}, \\ 0, \ t >> t_{inc}, \end{cases}$$
(1.38)

при локальном серповидном коррозионном поражении арматурного стержня:

$$A(t) = \begin{cases} \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2, \ t \le t_{inc}, \\ \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2 - \frac{d_0^2}{8} \cdot (\alpha - \sin \alpha) + \frac{(d_0 - \delta(t))^2}{2} \left(\frac{\alpha}{2} - \sin \frac{\alpha}{2}\right), \ t > t_{inc}, \\ 0, \ t >> t_{inc}, \end{cases}$$
(1.39)

где $\alpha = 4 \arccos\left(1 - \frac{\delta(t)}{d_0}\right), \alpha = 2\beta.$

Суммарное количество накопленных повреждений D на арматуре определяет долговечность железобетонных конструкций в виде модели снижения площади сечения арматуры, вследствие её коррозии при напряжении под воздействием эксплуатационных факторов [370]:

$$D = D_{j-1} + \frac{\rho_{cor,j} \cdot t}{1 - \frac{s}{R_s} \cdot \eta_0}, \qquad (1.40)$$

где $t_{l-1} \le t \le t_j$; l = 1, 2...m; D_{j-1} – накопленная мера повреждений во времени $t = t_{j-1}$

Глубина коррозии арматурной стали при коррозии в плотном бетоне в различных агрессивных средах (грунте, воздухе, морской и пресной воде, зонах периодического увлажнения, атмосфере промышленных предприятий) определяется по эмпирическим зависимостям [125, 354, 381]:

$$\delta_k = \frac{\delta_0 \cdot t}{T+t};\tag{1.41}$$

$$\delta_k = \delta_0 \cdot \left(1 - e^{\frac{t}{T}} \right), \tag{1.42}$$

где δ_k – глубина коррозии арматуры; t – продолжительность воздействия среды, δ_0 ; T – эмпирические константы.

Моделью глубины коррозионного износа арматурного стержня является зависимость [99, 354]:

$$\delta_k \left(\tau - \tau_0 \right) = \frac{\delta_0 \cdot \left(\tau - \tau_0 \right)}{T + \left(\tau - \tau_0 \right)},\tag{1.43}$$

где δ_0 , *T* – коэффициенты; τ_0 – время потери защитных свойств бетона по отношению к арматуре, определяемое по формуле:

$$\tau_0 = \left[\frac{\alpha - \frac{d}{2}}{K}\right]^{\frac{1}{m}}.$$
(1.44)

Несмотря на имеющиеся модели коррозии арматуры в плотном бетоне в научной литературе, существующие методы прогнозирования работоспособности железобетонных конструкций не отражают реальной их долговечности, то есть железобетонные конструкции продолжают эксплуатироваться с коррозирующей арматурой до момента наступления предельного состояния по одному из параметров [382]. Эффективную и безаварийную эксплуатацию железобетонных конструкций в ряде агрессивных сред предлагается получить только за счёт повышения способности бетона длительно защищать арматуру, зависящего как от его плотности и толщины, так и от химического состава цемента.

Анализ имеющихся результатов исследований коррозии арматуры в плотном бетоне железобетонных конструкций показывает отсутствие общепринятой методики оценки определения предельно допустимого коррозионного повреждения арматуры.

Из-за недостаточности уровня знаний и техники контроля коррозионного состояния арматуры при возникновение процесса коррозии арматуры, приводящей к нарушению сцепления арматуры с бетоном, предлагается рассматривать её как прекращение работоспособности железобетонных конструкций, мотивируя это преобладающим инкубационным периодом коррозии арматуры во время эксплуатации железобетонных конструкций над активным периодом [100, 103, 383, 384].

Максимальная допустимая ширина раскрытия расчётных поперечных трещин для горячекатаной пластической арматуры как в России, так и в зарубежных странах принимается на основании концепции затухающей кинетики коррозии арматуры, учитывающей особенности коррозионного поведения арматурной стали разных классов и характер воздействия агрессивной среды [47, 156, 304, 305].

Влияние ширины раскрытия поперечных трещин в защитном слое бетона на коррозию арматуры определяется различной поляризацией в них стали зависящей от:

• площади действующего анода;

 скорости отвода продуктов анодной реакции от поверхности участка анода;

• установившейся концентрации гидроокиси кальция в электролите в трещине;

• вида агрессивных агентов, приникающих в трещину.

Глубина карбонизации бетона в поперечной трещине пропорциональна квадратному корню из ширины раскрытия поперечной трещины и времени карбонизации. Из-за уменьшения поглощающей способности стенками бетона глубина карбонизации бетона в трещине возрастает с увеличением прочности бетона [52]. Скорость коррозии арматуры в постоянно раскрытой трещине бетона зависит от ширины её раскрытия, степени агрессивности среды, вида и диаметра арматуры и величины напряжений [49, 79, 153].

Методика расчета поступления CO_2 в зону поперечных трещин, основанная на использовании первого закона Фика [49, 79], разработана в виде математической модели периода проникания углекислого газа (CO_2) в полость поперечной трещины, с учётом поглощения его бетоном стенок поперечных трещин, которая представлена в [284, 285]:

$$T = \left[\frac{8D_{\rm B}m_0\delta^4}{D_{\rm B}^2a_T^2K}\right],\tag{1.45}$$

где $D_{\rm b}$ – эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в карбонизированном слое бетона, см²/с; $D_{\rm B}$ – коэффициент диффузии CO₂ в воздухе, см²/с; m_0 – реакционная способность бетона, характеризующая объем газа, поглощаемый единицей объема бетона; δ – толщина защитного слоя бетона, см; $a_{\rm T}$ – ширина раскрытия трещины, см; T – время поступления газа в полость трещины, с.

Результаты расчётов, выполненные с помощью этой математической модели, показывают, что повышение концентрации углекислого газа в полости трещины происходит постепенно и тем быстрее, чем выше плотность бетона. Наличие незначительного периода времени достижения максимальной относительной концентрации углекислого газа в бетонной полости поперечных трещин, по сравнению с нормативным сроком эксплуатации железобетонных конструкций, не оказывает решающего влияния на увеличение долговечности железобетонных конструкций в реальных условиях эксплуатации [49, 79].

В кислых газовых средах допустимая ширина раскрытия поперечных трещин для железобетонных элементов, рассчитываемых по второй категории трещиностойкости, принимается в зависимости от длительности их раскрытия и скорости нейтрализации бетона стенок трещин с учётом обеспечения суммарной продолжительности их кратковременного раскрытия (τ_{crc}) , не превышающей продолжительности нейтрализации бетона стенок трещины кислыми газами. Разработанная математическая модель инкубационного периода коррозии арматуры учитывает нейтрализацию бетона стенок трещин кислыми газами в зависимости от технологических, геометрических и химических факторов [388]:

$$\tau_{\rm kp} = \tau_H = \frac{m_0 x^4 D_{\sigma} K_{\Pi}^2}{c_0 a_{\rm T}^3 D_{\rm B}^2 K_{\Phi}^2}, \qquad (1,46)$$

где m_0 – реакционная ёмкость бетона в относительных единицах; x – толщина защитного слоя бетона, см; D'_{σ} – эффективный коэффициент диффузии кислого газа в бетоне, см²/с; $D_{\rm B}$ – коэффициент диффузии газа в воздухе см²/с; $a_{\rm T}$ – ширина раскрытия трещин, см; c_0 – концентрация кислого газа в воздухе в относительных единицах; $K_{\rm n}$ – коэффициент извилистости стенок трещины; $K_{\rm d}$ – коэффициент формы сечения.

Математический анализ формулы (1.46) показывает возможность получения равноценного увеличения в 4 раза допустимой ширины кратковременного раскрытия поперечной трещины при двухкратном росте толщины защитного слоя бетона.

Функциональные зависимости в полулогарифмической шкале допустимого кратковременного раскрытия поперечных трещин в газовоздушной среде в железобетонных конструкциях второй категории трещиностойкости с высокопрочной арматурой, с толщиной защитного слоя бетона 2,5 см при его реакционной ёмкости m = 50, концентрацией углекислого газа $C_0 = 0,0003$ и коэффициентом диффузии его в воздухе $D_{\rm B} = 0,14$ см²/с, с учётом суммарной продолжительности кратковременного раскрытия трещин при сохранении пассивного состоянии арматуры, приведены на рис. 1.8 [388].

Численный анализ характеристик математической модели (1.46), с учётом полученных функциональных зависимостей на рис 1.8, показывает возможность увеличения ширины раскрытия поперечных трещин без повышения толщины защитного слоя бетона, за счёт использования более проницаемого бетона. Однако, ускорение нейтрализации бетона между поперечными трещинами может привести к увеличению распространения коррозии вдоль арматуры и появлению коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона.



РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН, СУТ

Рис. 1.8. Зависимости допустимого кратковременного раскрытия поперечных трещин в конструкциях второй категории трещиностойкости для бетона различной проницаемости с учётом суммарной продолжительности раскрытия: Н, П, О – нормальная, пониженная и особо низкая проницаемость бетона по СНиП 2.03.11-85* [14]

Долговечность железобетонных элементов зависит от кинетики ширины раскрытия расчётных поперечных трещин в бетоне и коррозии арматуры в них.

Модель прогнозирования ширины раскрытия расчётных поперечных трещин в железобетонных элементах во времени, построенная с позиции теории надёжности, определяет вероятность того, что за время t ширина раскрытия поперечных трещин не превысит предельно допустимую величину с обеспеченностью P_H [575, 576]:

$$P[Z(t) > M(t)] \ge P_H, \qquad (1.47)$$

где Z(t) и M(t) – соответственно максимальный и действующий изгибающие моменты.

Кинетика коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона с различной шириной постоянного раскрытия при воздействии жидких сред представлена на рис. 1.9 [76] и рис.1.10 [156].

Кинетика коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона с шириной раскрытия $a_{crc} < 0,7$ мм, при воздействии хлоридсодержащего раствора, атмосферных условий Московской области и при периодическом увлажнении имеет затухающий характер рис.1.9 и.1.10 [156].



Рис. 1.9. Кинетика коррозии арматуры в бетоне с поперечными трещинами при содержании в хлоридсодержащем растворе C_{Cl} =0,1 %, где ширина раскрытия поперечных трещин:

1 - 0,5 мм; 2 - 0,7 мм; 3 - 1,0 мм; 4 - 1,2 мм; 5 - 1,5 мм; 6 -открытый стержень



Рис. 1.10. Кинетика коррозии арматуры в зоне поперечных трещин: а – в атмосферных условиях Москвы; б – при периодическом увлажнении образцов в лабораторных условиях; 1 – открытый стержень; 2, 3, 4, 5, 6 – ширина трещин (0,7; 0,4; 0,3; 0,2 и 0,1 мм соответственно); *h* – глубина коррозионных язв

Длительная сохранность влаги у поверхности арматуры, чем на открытой поверхности стали, определяет повышенную первоначальную скорость коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона по сравнению с незащищённой сталью. Снижение как анодного, так и катодного процесса на поверхности арматуры в зоне влияния поперечных трещин, за счёт уплотнения полости трещин увеличивающимися в объёме в стеснённых условиях продуктов коррозии стали, является причиной меньшей скорости коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона с ограниченной величиной раскрытия, по сравнению с незащищённой сталью [156]. Модель образования поперечных трещин в сборно-монолитных железобетонных конструкциях на основе деформационного критерия образования нормальных трещин с учётом действия нагрузок и коррозионных повреждений представлена в [391]. В качестве критерия образования поперечных трещин в нормальном сечении принят деформационный критерий достижения крайним волокном бетона растянутой зоны предельной величины относительной деформации.

При разработке модели были сделаны следующие допущения:

• влияние сжимающих статических напряжений на проницаемость бетона и соответственно глубину проникновения фронта коррозии;

• проникновение фронта коррозии бетона согласно нелинейных обобщений уравнений кинетики, предложенных в [392].

Экспериментальными исследованиями на модели поперечной силовой трещины в железобетонных элементах в агрессивной газовоздушной среде установлено, что коррозионный процесс арматурного стержня в поперечной трещине протекает по законам коррозии открытой стали с зависимостью глубины коррозии арматуры от времени в виде степенной функции [241, 393].

Модель инкубационного периода коррозии арматуры в бетоне с поперечными трещинами в защитном слое бетона имеет математическую зависимость [394]:

$$t_{\kappa} = \left(\frac{C_{4k}G_{ll}}{44,5K_{T}q_{1}}\sqrt{\frac{D_{4}^{*}}{\Pi\omega}} + 0,635x_{k}\sqrt{\frac{\Pi\omega}{D_{4}^{*}}}\right)^{2},$$
(1.48)

где t_{κ} – продолжительность сохранения пассивирующего действия бетона по отношению к стали с учётом наличия поперечных трещин в защитном слое бетона; G_{II} – расход цемента; x_k – толщина защитного слоя бетона; $C_{4\kappa}$ – предельное допустимое содержание хлорид – ионов концентрация хлорид-ионов ($C_{4\kappa} = 0,4$ % о массы цемента); П ω – объёмное влагосодержание образцов; q_1 – поток газа, поглощаемого образцами; D_4^* – эффективный коэффициент диффузии хлорид-ионов в поровой жидкости; K_T – коэффициент, принимаемый равным единице при прогнозировании долговечности первой категории по трещиностойкости и равным двум для других категорий трещиностойкости.

Однако следует отметить, что все приведённые модели коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона получены в условиях постоянного их раскрытия, что заранее способствует уменьшению величины ее коррозионного поражения. Замедление скорости коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона по сравнению с открытой сталью объясняется в том числе и влиянием образующихся продуктов коррозии арматуры, которые не отводятся, а накапливаются на поверхности коррозирующей арматуры и постепенно затрудняют доступ агрессивных реагентов к непораженной коррозией поверхности металла [283].

Ширина раскрытия расчётных поперечных трещин в железобетонных конструкциях, периодически испытывающих воздействие переменных нагрузок в виде силовых и несиловых воздействий внешней среды (нагрузки на пролётные конструкции мостовых сооружений, нагрузки на перекрытия и покрытия, вода в шлюзах, температура воздуха), циклично изменяется.

Поэтому при оценке конструктивной безопасности несущих железобетонных конструкций должны учитываться переменные эксплуатационные нагрузки. Так называемые «дышащие» поперечные трещины по сравнению с постоянно раскрытыми более неблагоприятны в отношении долговечности железобетонных конструкций, так как в них периодически ликвидируется или частично снижается эффект самоуплотнения [241].

В тоже время в расчетах долговечности железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах, учитывается только воздействие постоянных нагрузок [14, 17, 71]. Переменный характер напряжённодеформированного состояния поврежденного коррозией железобетонного элемента оказывает дополнительное интенсифицирующее влияние на увеличение взаимодействия агрессивной среды как с бетоном, так и арматурой. Переменное раскрытие трещины разрушает уплотняющие химические и физические материальные продукты в её полости [311], что приводит к снижению щелочности не только бетона поперечных стенок трещин, но и бетона вдоль поверхности стержня по 1–2 мм в год для рифленой арматуры [311].

Математические зависимости характеристик коррозионного поражения горячекатаной арматуры класса А-III(А400) в поперечных трещинах бетона в железобетонных конструкциях в зависимости от параметров ступенчатой повторной нагрузки приведены в [395]. Они показывают, что значения коррозионных характеристик арматуры в условиях воздействия переменной нагрузки превышают более, чем в 1,5 раза аналогичные коррозионные характеристики, полученные при постоянных нагрузках. При переменном раскрытии поперечных трещин в коррозионных средах ширина их раскрытия полностью не закрывается при снижении нагрузки из-за влияния продуктов коррозии арматуры [102, 396].

Механизм коррозии арматуры в расчётных поперечных трещинах находится в стадии интенсивного изучения, так как научные представления о нём имеются в недостаточном объёме [49, 79, 156, 311].

В имеющихся экспериментальных исследованиях коррозия арматуры в поперечных трещинах бетона изучается при конкретных диаметрах с фиксированной степенью агрессивности среды. Для перехода к другим условиям эксплуатации предлагается использовать результаты имеющихся различных лабораторных исследований и полученные в них закономерности [397].

Заметное влияние на коррозионный износ оказывает соотношение «площадь сечения стержня /периметр сечения» [49]. Уменьшение совокупного диаметра рабочей арматуры из-за улучшения сцепления арматуры с бетоном [577] приводит к более высоким относительным коррозионным поражениям в поперечном сечении арматуры, составляющим более трёх раз по сравнению с равными по площади диаметрами стержней [578]. При отношении площадей поперечного сечения 2 \emptyset 20 мм и 12 \emptyset 8 мм, равном 0,96, среднее значение увеличения коррозионных потерь металла сечения за год составляет до 4,5 раз [311].

Модель изменения относительной площади поперечного сечения арматуры d = 18 мм в результате её коррозии при раскрытии поперечных трещин $\alpha_{crc}=0,4$ мм и продольных $\alpha_T = 2$ мм, полученная на основе данных натурных обследований плит покрытий в железнодорожных зданиях, представлена зависимостью [370]:

$$\lambda = \frac{T_{\kappa}}{\frac{0,019T_{\kappa} + 0,24}{100}},$$
(1.49)

где T_{κ} – продолжительность эксплуатации конструкций с момента начала коррозии арматуры, годы; λ – степень коррозии арматуры, измеряется в долях от первоначальной площади поперечного сечения до начала коррозии арматуры.

Феноменологическая модель глубины коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона при диффузии агрессивных реагентов через слой продуктов коррозии и их реакцией с поверхностью металла имеет математическое выражение [283]:

$$h = \frac{1}{k} + \sqrt{\left(\frac{1}{k}\right)^2 + \frac{2 \cdot b}{k}T},$$
(1.50)

где k – константа реакции коррозии стали; b – коэффициент, зависящий от концентрации агрессивного реагента и ширины раскрытия поперечных трещин; T – время.

Для учета снижения сцепления сильно поражённой коррозией арматуры с бетоном в феноменологическую модель рекомендуется вводить понижающие коэффициенты 0,8–0,9.

По фактору совместной работы бетона и арматуры срок службы железобетонных изделий не должен превышать времени до появления коррозионных трещин в защитном слое бетона вдоль несущей арматуры [45, 47, 385]. В соответствии с методом В.М. Бондаренко [399] деформативность железобетонных элементов зависит от интегрального модуля деформации. Интегральный модуль деформации, являясь единой характеристикой расчетного сечения, определяется уровнем, характером действующих усилий и влияет на различные нелинейные процессы деформирования, в том числе и на трещинообразование в бетоне, что позволяет рассматривать трещинообразование как непрерывный процесс.

Переход железобетонного элемента из состояния без трещин в состояние с трещиной в растянутой зоне с определением глубины образования трещины и привлечением диаграмно-энергетического подхода представлен в [400] с заданными условиями решения задачи:

• нелинейность деформирования бетона и дискретность его армирования;

• представление площади под графиком диаграммы деформирования материала в виде плотности энергии (или удельной энергии) деформирования;

• возможность использования диаграммы деформирования материалов, построенной с учётом энергетического подхода, при построении расчётной эмпирической модели, описывающей процессы деформирования железобетонных конструкций;

• допустимость определения интегральным уравнением баланса плотности энергии деформирования в расчётном сечении напряжённо-деформированного состояния на любом этапе нагружения – от начала нагружения до разрушения.

Принципы и методы механики разрушения в расчете железобетонных конструкций начали применяться с конца 80-х годов XX века [387, 401–405]. Метод расчета изгибаемых железобетонных элементов на основе блочной схемы, рассматривающий изгибаемую балку как совокупность жёстких блоков, выделенных из элемента смежными поперечными трещинами, приведен в [387, 401, 404]. Блочные модели деформирования бетонных и железобетонных элементов с поперечными трещинами приведены в работах [406–418].

Дальнейшее развитие блочно-контактная модель железобетонных элементов получила с помощью использования позиций линейной механики разрушения при исследовании поведения бетона в окрестностях вершины поперечной трещины, когда она рассматривается как свободная от напряжений переменная граница тела [404].

Достоинством блочно-контактной модели является единая взаимосвязь основных факторов, определяющих жесткость и прочность нетрещиностойких железобетонных элементов, которая с помощью расчёта определяет параметры раскрытия поперечных трещин, напряжения в сжатом бетоне и растянутой арматуре непосредственно в сечении поперечной трещины, шаг поперечных трещин и кривизну железобетонного элемента на участке с трещинами, а также возможность образования продольных трещин в сжатой зоне бетона.

Блочно-контактная модель позволяет [355]:

• установить развитие трещин при действии изгибающих моментов и продольных сил в эксплуатационной стадии;

• определить количественную оценку влияния масштабного фактора на трещиностойкость и прочность изгибаемых и внецентренно сжатых элементов;

• получить количественную оценку возможности образования вторичных трещин, в частности трещин откола сжатой зоны бетона от остальной части элемента.

Методика определения несущей способности усиленных железобетонных стержней с коррозионными повреждениями под нагрузкой приводится в [122]. Моделью, описывающей процесс работы коррозирующего бетона при длительном нагружении, принято объединённое нелинейное уравнение деформаций пластичности и ползучести Р.С. Санжаровского на базе теории старения:

$$f\left[\sigma_{bcr}(t,\tau)\right] = \sigma_{bcr}(t,\tau) \cdot \left[1 + \eta_{ncr}\left(\frac{\sigma_{bcr}(t,\tau)}{R_{bcr}(\tau)}\right)^{m_{ncr}}\right], \quad (1.51)$$

где η_{ncr} , m_{ncr} – параметры нелинейной ползучести корродирующего бетона; 45 · $K_c^{m_{ncr}}$

$$\eta_{ncr} = \frac{45 \cdot K_c}{R_{bcr}r}; m_{ncr} = 5 + 0,07 \cdot R_{bcr}(x).$$

Связь между напряжениями и деформациями арматурной стали принимается в виде идеализированной диаграммы Прандтля, с учётом не изменения физико-механических характеристик стальной арматуры под влиянием агрессивной среды. Коррозия арматуры учитывается через уменьшение площади её рабочего сечения по формуле

$$A_{scr}(\tau_0,\tau) = \frac{\pi}{4} \cdot \left[\frac{d}{2} - \delta_k(\tau - \tau_0)\right]^2, \qquad (1.52)$$

где $\delta_k \left(\tau - \tau_0 \right) = \delta_0 \cdot \left(1 - e^{-\tau/T} \right); \qquad (1.53)$

здесь d – диаметр арматурного стержня по проекту; τ_0 – время полной нейтрализации защитного слоя бетона агрессивной средой; δ_0 , T – опытные константы среды, зависящие от вида среды и арматурной стали.

Модель, определяющая несущую способность внецентренно сжатых железобетонных элементов, подверженных коррозии при длительном нагружении, с учетом деградации характеристик прокоррозировавших слоёв в жидких и газовоздушных агрессивных средах с использованием равновесных усилий и моментов для наиболее загруженного сечения и метода эквивалентных модулей деформаций, представлена в работах [99, 354].

Модели предельного состояния железобетонных конструкций в агрессивных эксплуатационных средах при длительном нагружении, основанные на сочетании деформационной теории железобетона и метода структурных параметров, приводятся в [339, 419–430,].

Проведённый анализ моделей и методов прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, работающих при длительном нагружении в различных агрессивных средах, показывает:

1) значительное различие лабораторных методов исследований [354], затрудняющих взаимоувязывание результатов, полученных разными исследователями;

2) принятие при разработке моделей системы «среда-защита-конструкция» экспериментальных результатов только из лабораторных исследований усложняет разработку методики моделирования процессов коррозионного износа и сопротивления нагружению в сечениях эксплуатирующихся железобетонных конструкций.

Многочисленность неравномерно распределенных по зонам конструкции и времени факторов физико-химических характеристик материалов железобетона, возникающих при эксплуатации железобетонных конструкций в многокомпонентных агрессивных средах, значительно затрудняет достоверную многомерную корреляцию. В комплексной модели зависимости и коэффициенты, полученные как правило в лабораторных условиях, перемножаясь дают малую статистическую вероятность математического ожидания прогнозируемых событий. Поэтому вопрос обобщения накопленного материала для создания единого метода расчета железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах, является актуальным.

1.5 Коррозионные продольные трещины в защитном слое бетона и их влияние на долговечность железобетонных конструкций

Проблема снижения нормативной долговечности железобетонных конструкций, в связи с ее широким распространением и высокими затратами на ремонтно-восстановительные работы, привлекает большое внимание как российских, так и зарубежных ученых [88, 97, 354, 375, 385, 471, 472]

Решение этой проблемы заключается в использовании не только эффективных мер по ремонту и восстановлению поврежденных конструкций, мониторинга состояния арматуры [473, 474], но и, главным образом, в разработке эффективных методов оценки долговечности железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях совместных силовых воздействий и агрессивной окружающей среды.

Причинами аварий различных зданий и инженерных сооружений по отечественным и зарубежным данным являются следующие факторы: недоработка норм проектирования – 10 %, недостатки эксплуатации – 12 %, неудачное проектное решение – 36 %, низкое качество строительных материалов – 2 %, плохое качество изготовления и монтажа – 39 % и стечение неблагоприятных факторов – 2 %, при 73 % случаев аварий, происходивших при сроке эксплуатации зданий и сооружений менее года [343].

Фактическая долговечность железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в жидких хлоридсодержащих средах и определяемая коррозионным поражением рабочей арматуры, во многих случаях оказывается в несколько раз меньше нормативной [49, 79].

Железобетонные конструкции при воздействии на них хлоридсодержащих сред разрушаются в результате многостадийного процесса, включающего в себя деградацию адгезионных связей арматуры и бетона, развитие коррозии арматуры, уменьшение сечения армирующих элементов, микрорастрескивание бетона, распространение макротрещин в бетоне, уменьшение сцепления арматуры с бетоном и отслаивание защитного слоя бетона. Учет этих негативных факторов особенно необходимо для определения остаточного ресурса железобетонных элементов [58].

Сцепление арматуры с бетоном в железобетонных конструкциях активно исследуется как в нашей стране [273, 478, 479], так и за рубежом [480, 481].

Сцепление арматуры и бетона определяет:

- перераспределение усилий с арматуры на бетон;
- передачу усилий обжатия от напрягаемой арматуры на бетон;
- деформационные свойства железобетона;

•процесс трещинообразования в железобетонных элементах, ширину раскрытия и шаг поперечных трещин.

К основным факторам, обеспечивающим сцепление арматуры с бетоном в железобетонных элементах, величина которого находится в пределах от 0,5 до 0,7 МПа, относятся адгезия на контакте материалов, трение, усадочные деформации бетона и механическое зацепление [483].

В количественном выражении факторы сцепления арматуры с бетоном определяют следующие значения: [477, 482]:

1) адгезионное и молекулярное сцепление («склеивание») арматуры с бетоном, возникающее из-за склеивающей способности цементного геля, которое составляет около 10 % величины обжатия сопротивления сдвигу арматуры;

2) трение, возникающее на поверхности арматуры вследствие обжатия арматурных стержней при усадке бетона, которое имеет значение 15-20 % от общего сопротивления сдвигу арматуры;

3) сопротивление бетону смятию и срезу благодаря механическому зацеплению выступов (рифления) на поверхности арматуры, составляющее 70-75 % от общего сопротивления сдвигу арматуры.

Проблема адгезии, как фактора, обеспечивающего сцепление арматуры с бетоном, потеряла свою актуальность, в связи с внедрением в железобетонные конструкции арматуры периодического профиля. Трение о бетон арматуры проявляется только после среза выступов бетона в результате нарушения совместной работы арматуры и бетона или коррозионного поражения арматуры [483].

Сила сцепления арматуры с бетоном τ_T , образованная силами трения между арматурой и бетоном, определяется с помощью формулы Кулона:

$$\tau_3 = f \sigma_{ob}, \qquad (1.54)$$

где f – коэффициент трения, который из-за специфических условий работы арматуры, отличается от коэффициента трения стали по бетону; σ_{00} – усилия обжатия, создающими нормальными усилиями.

Величина усилия обжатия σ_{об} при коррозии арматуры представляется зависимостью [484]:

$$\sigma_{\rm of} = f(\varepsilon E), \qquad (1.55)$$

где є – относительное деформации бетона от усадки в результате напряжений, создаваемыми продуктами коррозии арматуры; *E* – модуль деформации бетона.

Известные различные полуэмпирические зависимости сдвиговых напряжений τ от относительных смещений арматуры S в виде упругого, степенного, нормального и упруго-пластического законов обобщают результаты многочисленных экспериментов.

Нормативными документами в качестве основного закона сцепления принят нормальный закон сцепления в основе которого лежит исходная гипотеза единой связи между напряжениями сцепления и смещениями между арматурой и бетоном [242].

Нормальный закон имеет зависимость

 $\tau = B \ln(I + \alpha s) / (I + \alpha s),$

где т – напряжение, s – относительное смещение арматуры [479].

Идентификация параметров $B = e\tau_{max}$ и $\alpha = (e-1) / S_{max}$ проводится на основе экспериментальных данных [58].

В результате проведённых экспериментальных исследований на изгибаемых железобетонных образцах без предварительного напряжения получено численное значение прочности обеспеченного сцепления арматуры с бетоном, которое составляет $\tau_0 = 2R_{btn}$ [475]. Учет изменения сцепления арматуры с бетоном имеет особое значение для определения остаточной прочности железобетонных конструкций, так как данный фактор влияет не только на напряженно-деформированное состояние сечений с трещинами и характер образования и развитие существующих расчётных поперечных трещин в бетоне, но и способствует качественному переходу разрушения арматуры от пластического к хрупкому виду [73, 458].

Нарушение сцепления арматуры с бетоном изменяет характер разрушения изгибаемых элементов с пластического при обеспеченном сцеплении на хрупкий при полностью нарушенном и уменьшает граничную высоту сжатой зоны бетона. Снижение прочности сцепления арматуры с бетоном меняет характер образования и развития поперечных трещин, разделяющих железобетонную конструкцию на систему взаимодействующих бетонных блоков [475].

Результаты обследований эксплуатируемых железобетонных конструкций показывают, что одним из наиболее распространённых видов их повреждений является нарушение сцепления арматуры с бетоном, составляющим до 35 % от общего количества повреждённых конструкций, причём, главным образом, оно характерно для изгибаемых железобетонных плит и ригелей. Основными причинами нарушения сцепления арматуры с бетоном являются коррозия арматуры и вызываемые ею образовывающиеся трещины вдоль арматурных стержней, сколы защитного слоя бетона и нарушения структуры бетона, вследствие температурных воздействий [10, 475, 486, 487].

Авторы всех известных исследований отмечают общую тенденцию к снижению прочности как обычных, так и предварительно-напряжённых изгибаемых железобетонных конструкций при уменьшении сцепления арматуры с бетоном, количественная оценка которых составляет от 0 до 70 %. Такой большой интервал количественных данных объясняется сравнительно небольшим количеством имеющихся опытных экспериментальных результатов [475].

Несмотря на то, что имеющиеся исследования показывают прямое влияние сцепления арматуры с бетоном на прочность железобетонных конструкций, однако, в формулы расчёта железобетонных конструкций по первой группе предельных состояний в действующих нормативных документах они в явном виде не входят [475]. Уменьшение сцепления арматуры с бетоном приводит к сврхнормативному раскрытию расчётных поперечных трещин, снижению жёсткости и потери несущей способности железобетонных конструкций.

Причинами несоответствия нормативной и фактической долговечности железобетонных конструкций является образование коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона из-за коррозии стальной арматуры, способствующей его разрушению [476].

В плотном тяжёлом бетоне с низким коэффициентом диффузии в результате коррозии арматуры в зоне влияния расчётных поперечных трещин оксидные образования металла скапливаются на поверхности арматуры изза более высокой электрохимической скорости коррозии арматуры по сравнению со скоростью диффузии продуктов коррозии металла в бетон.

В железобетонных конструкциях с ненапрягаемой арматурой коррозия стали приводит к образованию коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона в результате постоянного давления продуктов коррозии металла на бетон. Объем продуктов коррозии стали зависит от количества кислорода в окислах металла и составляет по одним литературным источникам в 2,9 раза больше [488], а по другим – от 2,5 до 6 [310] и от 1,7 до 6,5 раз [114, 489] больше, чем объем исходного металла. В подавляющем числе сведений из литературных источников увеличение толщины продуктов коррозии арматуры по отношению к исходной арматурной стали составляет от полутора до трёх раз [53, 99, 114, 310, 353, 488–490].

Коррозионные трещины не способствуют затуханию коррозии арматуры, из-за растущего давления на бетон продуктов коррозионного процесса стали [5].

При значительном количестве эксплуатируемых железобетонных конструкций с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона в действующих нормативных документах по расчёту и защите железобетонных конструкций от коррозии сам факт возникновения коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона не учитывается при определении их деформационных и несущих свойств [14, 17, 256].

Согласно СНиП 2.03.11-85* [14] и СП 28.1330.2012 [15] углекислый газ является слабо или среднеагрессивной средой по отношению к железобетонным конструкциям. Соблюдение требований этих нормативных документов необходимо, но не всегда достаточно для обеспечения требуемой долговечности железобетонных конструкций, так как в большинстве случаев предельное состояние железобетонных конструкций по условиям коррозионной сохранности стальной арматуры и не допущения образования коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона наступает значительно раньше нормативного срока эксплуатации табл.1.13 [336].

Результаты технического обследования пяти зданий и сооружений, представленные в табл.1.13, свидетельствуют о разной степени воздействия агрессивной газовоздушной среды по отношению к железобетонным конструкциям. Наиболее жёсткие условия эксплуатации железобетонные конструкции испытывают при периодическом изменении температурновлажностного режима от сухого и нормального до влажного и мокрого. В этих условиях углекислый газ по отношению к железобетонным конструкциям является сильноагрессивной средой. Результаты обследования технического состояния железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в газовлажных средах

													· · · ·													,	
Кол-во	следованных	рукции, шт., %	В т.ч. нах-ся	в неудовл.	состоянии	267(6)		- (0)	8(1)	42 (9)		3(9)	2(10)			26 (72)	21 (84)	4 (27)	3(0,3)				18 (14)	29 (17)	7 (8,8)	- (0)	- (0)
	000	KOHCT		Bcero		4628		420	630	467		34	20			36	25	15	1122				129	174	80	11	22
		Тип обспелованных конструкций				облегчённые с/х ребристые плиты	покрытия	решетчатые балки	КОЛОННЫ	пустотные, ребристые и сплошные	ПЛИТЫ	ригели	КОЛОННЫ	монолитное перекрытие площа-	дью 528 м ² , в том числе:	– плитные участки;	 – балки (рёбра); 	— Колонны	Пустотные, ребристые и сплош-	ные плиты (на открытом воздухе)	Монолитное перекрытие пло-	щадью 988 м ² , в т.ч.:	– плитные участки,	– балки (рёбра)	Ребристые плиты	Решетчатые балки.	КОЛОННЫ
	Наличие	защитных	покрытий	конструкции		+				-/+				-					-						-		
	Влажностный	режим	эксплуатации	(влажность, %)		Влажный и	мокрый	(6080%)		Сухой и	нормальный	(технологические	проливы)	Влажный и	мокрый	(7595%)			Нормальный,	влажный и	мокрый	(4585%)			Нормальный и	влажный (про-	течки кровли)
	Кол-во	этажеи	здания,	ШТ.		1				4				1					1и2						1		
	Наименование	объекта	(chor arenumatinu)	(chon should alathin)		Животноводческий комплекс	в г. Стерлитамаке (23 года)			Производственное здание	АО «УфаВИТА» (43 года)			Подвальный этаж промыш-	ленного здания (ФАО «Энер-	готехсервис» в г. Уфе (65 лет)			Трибуны и подтрибунные	помещения стадиона	«Динамо» в г. Уфе (44 года)				Производственное здание в	г. Уфе (32 года)	
		ор С	Π/Π			1.				2.				Э					4						5		

Примечание: * – защитные покрытия устроены на всех обследованных конструкциях (+), на части конструкции (+/-) или отсутствуют (-); ** – требуется замена или усиление конструкций.

95

Таблица 1.13

В продольных ребрах железобетонных ребристых плит покрытия без предварительного напряжения арматуры коррозия рабочей арматуры способствует появлению и раскрытию коррозионных продольных трещин. При толщине продуктов коррозии 1-3 мм. и уменьшении площади поперечного сечения арматуры на 2-8 % несущая способность снижается на 10-25 %, а прогибы возрастают в 1,4-2,2 раза [491].

При натурном обследовании железобетонных конструкций на Волжском автозаводе на 30 % ребристых плитах перекрытия выявлена коррозия рабочей арматуры и коррозионные продольные трещины с шириной раскрытия от 0,1мм до 12мм [492]. В состав газовоздушной среды под обследованными конструкциями перекрытий входят кислые газы в виде углекислого газа CO_2 , сернистого ангидрида SO_2 , окиси азота NO_2 и сероводорода H_2S . Максимальная скорость коррозии рабочей арматуры в эксплуатируемых железобетонных плитах перекрытия составляет 2 мм в год [492].

Построенная по результатам натурного обследования зависимость толщины слоя продуктов коррозии арматуры от ширины раскрытия продольных трещин в рёбрах железобетонных плит методом наименьших квадратов имеет вид [492]:

$$\Delta d = 1,22 + 0,99a_T + 0,027a_T^2, \qquad (1.56)$$

где Δd – толщина слоя продуктов коррозии арматуры в мм; a_T – ширина раскрытия продольных трещин в мм.

Рассчитанная величина теоретического корреляционного отношения $\eta_T = 0,96$ указывает на тесную связь между исследуемыми параметрами.

Коррозионные трещины с шириной раскрытия до 3 мм, проходящие по нижней грани железобетонных балок вдоль рабочих арматурных стержней, образовываются после 10 лет эксплуатации на 28 железобетонных балках покрытия кровли верхнего щитового отделения Волжской ГЭС [493].

При натурном обследовании подстропильных и стропильных железобетонных ферм на шинном заводе резиносмесителей в г. Волгограде через 25 лет после ввода завода в эксплуатацию у ряда подстропильных ферм в растянутой зоне зафиксированы коррозионные продольные трещины длиной 800 мм и шириной раскрытия до 4 мм [494]. Газовоздушная среда в обследуемых помещениях характеризуется повышенном содержанием окиси углерода, окиси азота и сернистого ангидрида. В результате технического освидетельствования элементов ферм установлено снижение расчётного сопротивления бетона на 5–10 % и арматуры на 6–12 %.

Результаты анализа технических отчетов проектных институтов и строительных фирм, проводивших натурные обследования строительных конструкций на 1400 объектах жилищного фонда и промышленных предприятий в г. Кирове и Кировской области, за 2003-2013 годы представлены в [495]. Основными причинами поражений строительных конструкций является не учёт климатических и технологических производственных газовоздушных и влажностных воздействий, а также несоблюдение нормативных требований по эксплуатации.

Наибольшее количество дефектов отмечается в зданиях и сооружениях, содержащих каменные (583 объекта) и железобетонные конструкции (365 объекта), и наименьшее, содержащих металлические (129 объекта) и деревянные конструкции (151 объекта).

В сборных железобетонных плитах покрытия и перекрытия коррозионные поражения наблюдаются на 92 % обследованных зданий и сооружений. В сборных железобетонных стропильных и подстропильных фермах, балках и ригелях дефекты обнаружены на 18 % объектах промышленного назначения, а в сборных железобетонных колоннах – на 20 % строительных сооружениях.

Распределение дефектов в элементах сборных конструкций из железобетона представлено в табл. 1.14.

Таблица 1.14

Распределение дефектов в элементах сборных железобетонных конструкций

Вид повреждения	Количество объектов с повреждёнными							
или дефекта	элементами							
	Колонны	Ригеля	Плиты					
Силовые повреждения	2	18	40					
Коррозионные	24	31	148					
повреждения								
Сколы защитного слоя	16	16	67					
Прочие повреждения	12	10	22					

В результате анализа полученных результатов натурных обследований определены линейные функциональные зависимости коэффициентов увеличения прогибов K_f и снижения несущей способности K_p относительно контрольных железобетонных конструкций в зависимости от параметров $L_{\rm тр}$ и $L_{\rm бр}$ ($L_{\rm тр}$ – суммарная длина участков с трещинами и $L_{\rm бр}$ – суммарная длина зон обрушения защитного слоя бетона):

$$K_f = 0,032 \cdot L_{\rm Tp} + 0,18 \cdot L_{\rm obp}, \qquad (1.57)$$

$$K_p = 1 - 0,0035 \cdot L_{\text{Tp}} - 0,0656 \cdot L_{\text{obp}}, \qquad (1.58)$$

Частичные нарушения сцепления рабочей арматуры с бетоном в железобетонных плитах покрытий и перекрытий в результате коррозии арматуры приводят к снижению их несущей способности до 25 % [495]. После 10 лет эксплуатации железобетонных ребристых плит покрытия в промышленных зданиях 30 % из них имеют коррозионные продольные трещины в рёбрах[10].

Натурные исследования коррозионного износа не защищенных 12 тысяч обычных железобетонных ребристых плит покрытия на 85 животноводческих зданиях показывают, что общий период до образования коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона вдоль несущих арматурных стержней в результате коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона составляет 25 лет [49, 356].

Коррозионные продольные трещины с раскрытием более 50 мкм и длиной более 1 м, образовавшиеся между расчётными поперечными трещинами с шириной раскрытия $a_{crc} \ge 0,20$ мм, зафиксированы в зданиях свиноводческого комплекса «Тамалинский» в Пензенской области на одиннадцати из 86 обследованных железобетонных полурамах. За тринадцать лет эксплуатации животноводческих зданий глубина карбонизации защитного слоя бетона железобетонных полурам составила 17 мм [496–498].

Современным принципом проектирования и строительства атомных станций является один блок – одна башенная испарительная градирня. Мировой опыт строительства показывает надёжность, техническую и экономическую эффективность строительства железобетонных оболочек высотой от 150 м и до 200 м. Самые высокие построенные градирни в мире за последние 40 лет – Niederaussem (Германия) – 200 м, Clvaux (Франция) – 179 м, АЭС Doel (Бельгия) – 176 м, ЭС Lippendorf (Германия) – 175 м, Belchatow (Польша) – 172 м, Mulheim -Karlich (Германия) – 162 м, Trojan Nuclear Plant (США) – 161 м, Trojan Nuclear Plant (США) – 161 м и Калининская АЭС(Россия) – 150 м [499].

Результаты технических обследований градирен показывают, что одним из основные видов разрушения железобетонных конструкций является растрескивание защитного слоя бетона на наружной поверхности бетона оболочек из-за карбонизация бетона вследствие увеличения объема продуктов коррозии арматуры [499].

При воздействии хлоридов коррозионное поражение арматуры в железобетонных элементах возрастает в карбонизированном бетоне, так как в этом случае критическая концентрация хлоридов, при которой начинается коррозия арматуры, уменьшается в два раза, что приводит к критической величине ширины раскрытия коррозионных продольных трещин и отслоению защитного слоя бетона уже после 2 лет эксплуатации железобетонных конструкций в агрессивной среде [241]. Предшествующая прониканию хлоридов в бетон карбонизация бетона значительно ускоряет скорость и интенсивность коррозии арматуры по сравнению с обратной последовательностью [500]. Железобетонные конструкции, эксплуатирующиеся на линиях электропередачи в контактной сети, в электролизных цехах на промышленных объектах и связанных с воздействием постоянного электрического тока, подвергаются электрокоррозии, при которой постоянный электрический ток, попадаемый на арматуру железобетонных элементов, вызывает в них процесс электролиза, представляющий направленное движение ионов в бетоне.

Одной из наиболее распространённых в условиях побережья Каспийского моря причин возникновения коррозии арматуры в бетоне является активизирующее воздействие на неё хлорид – ионов, проникающих к арматуре вследствие капиллярного подсоса минерализованных грунтовых вод с концентрацией 80-90 г/л с преобладанием в них хлористых солей, в частности хлористого натрия с концентрацией 50-60 г/л.

В результате натурных обследований 250 железобетонных опор линий электропередачи в климатических условиях Апшеронского полуострова со сроком эксплуатации от 5 до 11 лет установлено, что двести опор имеют корозионные продольные трещины в защитном слое бетона с максимальным раскрытием на уровне 0,5-1,5 метров от поверхности земли [501–503].

При повышенном содержании в воздухе кислых газов и большом ветровом давлении, наблюдаемых на Апшеронском полуострове, за 5-6 лет эксплуатации железобетонных конструкций на отдельных опорах 20-миллиметровый защитный слой бетона был полностью нейтрализован.

Согласно нормативного документа МГСН 5.02-99 [87], созданного как дополнение к СНиП 2.05.03-84* [89], прогнозируемые сроки службы пролётных строений мостов из железобетонных монолитных, сборных и сборномонолитных элементов соответственно составляют 100, 70 и 80 лет. В то же время в России средний срок службы заменяемых пролётных железобетонных строений мостов составляет 35-45 лет [76].

Результаты натурного обследования 63 автодорожных балочных железобетонных мостов, расположенных в различных частях Саратовской области РФ, в 2003 г. представлены в табл. 1.15 [76, 504].

Таблица 1.15

Дефекты и повреждения, обнаруженные в железобетонных пролётных строениях мостов.

N⁰	Дефекты м повреждения	Количество мостов с	% к общему количеству
п/п		обнаруженным дефектом	обследованных мостов
1	Сколы бетона, разруше-	36	57,1
	ние защитного слоя		
2	Поперечные трещины	10	15,9
	вдоль рабочей арматуры		
3	Продольные трещины	8	12,7
	вдоль рабочей арматуры		
4	Наклонные трещины в	3	4,8
	ребре балок		

Численные значения в табл. 1.15 показывают, что причиной большинства дефектов в пролётных железобетонных строениях мостов является агрессивная среда, содержащая хлорид – ионы, вызывающая коррозию арматуры и отслаивание защитного слоя бетона.

Проведённые Международной ассоциацией по мостам и конструкциям на 4000 железнодорожных и автодорожных железобетонных мостах натурные обследования показывают, что на 280 мостах имеются продольные трещины в защитном слое бетона, вызванные коррозией арматуры [79].

Результаты обследований железобетонных конструкций в Норильском горно-металлургическом комбинате (НГМК), где газовоздушная эксплуатационная среда характеризуется содержанием хлора и повышенной концентрацией углекислого газа, показывают, что в несущих железобетонных конструкциях зданий и сооружений со сроком эксплуатации 15-45 лет присутствуют разрушения защитного слоя бетона из-за коррозии арматуры [45, 46, 325, 398].

В отбельном цехе Амурского целлюлозно-картонного комбината после 23 лет эксплуатации произошли разрушения несущих железобетонных ферм покрытия из-за образовавшихся коррозионных продольных трещин в бетоне вдоль арматуры с шириной раскрытия 3...8 мм, которые привели к отслоению защитного слоя бетона в результате воздействия хлора. При толщине слоя продуктов коррозии металла 7 мм поперечное сечение арматуры уменьшилось на 50 % [99].

По данным более 700 натурных измерений на девяти предприятиях по производству хлора и каустика со сроком эксплуатации от 3 до 17 лет установлено, что содержание хлора в верхней зоне помещений в межферменном пространстве превышает в 1,5–1,6 раза нормативные значения [505–509]. В бетоне кроме хлоридов обнаружен гипохлорит кальция Ca(OC1)₂. При повышенной влажности воздуха более 75 %, коррозия стальной арматуры наблюдается при содержании хлорид-ионов 0,6 % от массы цемента. Процесс взаимодействия хлора с бетоном имеет хорошо выраженный послойный характер. Из-за коррозии арматуры железобетонные конструкции в защитном слое бетона имеют коррозионные продольные трещины.

Железобетонные балки покрытия в гидрометаллургическом цехе после 11 лет эксплуатации имеют коррозионные продольные трещины шириной раскрытия 10–15 мм со слоями продуктов коррозии стали до 8 мм [79]. При глубине нейтрализации защитного слоя бетона до 30 мм поперечное сечение продольных стержней диаметрами 24 и 20 мм уменьшилось на 40 %.

Известные немногочисленные результаты экспериментальных исследований на изгибаемых железобетонных элементах без предварительного напряжения показывают, что возникновение коррозионных продольных трещин вдоль арматуры нарушает сцепление арматуры с бетоном не менее чем на 70 % от первоначального значения. При этом снижение несущей способности нормальных сечений за счёт нарушения сцепления арматуры с бетоном составляет более 30 %, что допускает возможность обрушения железобетонных конструкций при действии нагрузки эксплуатационного уровня [487]. На предаварийное состояние железобетонных конструкций при возникновении коррозионных продольных трещин указывается и в [49].

В то же время результаты экспериментальных исследований армированных бетонных призм, изготовленных на портландцементе, с арматурой класса А–I диаметром 12 мм, испытывающих воздействие наложенного постоянного тока плотностью в 0,25-0,3 Мка/см² в условиях одновременного воздействия кислой газовоздушной атмосферы и грунтовой хлоридсодержащей среды свидетельствуют о решающей роли в образовании коррозионных трещин в защитном слое бетона при электрокоррозии модуля деформации (E), предела прочности при растяжении (ϵ). Полученные результаты экспериментальных исследований показывают, что с увеличением количества продуктов коррозии металла сцепление арматуры с бетоном медленно возрастает за счёт заполнения ими пор в бетоне до появления коррозионных трещин в бетоне с последующим кратковременным разрушением образцов [484].

Данные лабораторных исследований сцепления арматурных стержней диаметром 14 мм класса A-II, расположенных в центре бетонных кубов с размерами рёбер 7 и 10 см класса B15, с вероятностной обеспеченностью P=86~% позволяют получить функциональную зависимость средних условных напряжений сцепления τ_{cq} от степени коррозии арматуры в виде потери массы стержня от коррозии, приходящейся на единицу его длины – метр [487]:

$$\tau_{\rm cu} = 124,8 + 17,5M + 127,7C + 69,8M^2 - 62,1MC - 19,4C^2,$$
(1.59)

где С – отношение толщины защитного слоя бетона к диаметру стержня.

С помощью экспериментальных исследований на изгибаемых железобетонных элементах с доверительной вероятностью 99 % получен полином связи средних условных напряжений сцепления арматуры с бетоном в зависимости от отношения ширины раскрытия коррозионной продольной трещины в защитном слое бетона к толщине этого слоя [487]:

$$\tau_{\rm cu} = 88,5 - 141OB - 29,1C + 11,3BC + 8500B^2 + 7,0C^2, \tag{1.60}$$

где В – отношение ширины раскрытия продольной трещины к толщине защитного слоя.

Величина сцепления бетона с коррозирующей арматурой в 70 раз ниже по сравнению с арматурой без коррозии. При этом значении уменьшении сцепления арматуры с бетоном потеря по массе арматуры составляет 7,4 %, а снижение несущей способности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов 30 % [487]. В [487] сделан вывод, что в реальных условиях эксплуатации железобетонных конструкций уменьшение их несущей способности зависит, главным образом, не от уменьшения сечения арматуры, а от величины снижения сцепления арматуры с бетоном.

Результаты экспериментальных исследований пятидесяти железобетонных образцов с размерами $70 \times 100 \times 1000$ мм с поперечными трещинами в защитном слое бетона с шириной раскрытия $a_{crc} = 0,02 - 1,0$ мм в газовоздушной атмосфере варочного и отбельного цеха Красноярского целлюлозно-бумажного комбината с соответствующими концентрациями сернистого ангидрида и хлора 0,21 мг/л и 0,1мг/л свидетельствуют о возникновении коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона с шириной раскрытия $a_{crc} = 20$ мкм [510].

За 12 месяцев испытания в атмосфере с хлором в отбельном цеху длина поражённого участка поверхности арматуры в зоне влияния поперечных трещин составляет 70-90мм [510].

Повышенная скорость распространения продуктов коррозии металла вдоль арматурных стержней между расчётными поперечными трещинами в условиях воздействия на железобетонные конструкции кислых газов с содержанием хлора способствует образованию коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона в значительно более короткие сроки их эксплуатации по сравнению с нормативными периодами, особенно при действии переменной эксплуатационной нагрузки.

После длительных натурных испытаний восемнадцать прямых моделей железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона были подвергнуты в лабораторных условиях крат-ковременному нагружению до разрушения. На центральное сжатие были испытаны одиннадцать моделей железобетонных конструкций, в том числе три контрольных образца, не имеющих коррозионных продольных трещин, на внецентренное сжатие – семь образцов, в том числе три контрольных образца без коррозионных продольных трещин [312, 511].

Д анные экспериментальных исследований показывают наличие функциональных зависимостей изменения прочности P_{pasp} и жёсткости D опытных железобетонных образцов и соответствующих характеристик их изменения ΔP_{pasp} , ΔD_{pasp} от значений ширины раскрытия $(a_T^{\text{cp}}), (a_{T_{\text{max}}}^{\text{cp}})$ и длины $(\ell_T^{\text{cp}}), (\ell_{T_{\text{max}}}^{\text{cp}})$ коррозионных продольных трещин.

По результатам проведённого длительного натурного и кратковременного лабораторного экспериментального исследования получены следующие выводы [312, 511]:

• наличие коррозионных продольных трещин на гранях образцов с усреднёнными значениями показателей $a_{T\,max}^{cp} = 0,750$ мм, $a_{T}^{cp} = 0,602$ мм и

 $\ell_{T \max}^{cp}$ =243 мм, ℓ_{T}^{cp} =295 мм при действии центральной кратковременной нагрузки сжатия приводит к снижению прочности опытных железобетонных образцов на 35,9 %;

• образование коррозионных продольных трещин с $a_{T \max}^{cp} = 0,788 \text{ мм}$ и $\ell_{T \max}^{cp} = 140 \text{ мм}$ способствует снижению жёсткости и прочности внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом e = 3 см опытных железобетонных образцов соответственно на 50,3 и 38,4 %;

• при одинаковых геометрических характеристиках коррозионных продольных трещин действие центральной приложенной сжимающей нагрузки на 7 % меньше снижает несущую способность опытных железобетонных образцов по сравнению с воздействием сжимающей нагрузки с малым эксцентриситетом.

Длительные экспериментальные исследования на 18 сериях железобетонных образцов длиной 240 мм, по 6 балочек в каждой серии, с одиночными арматурными стержнями класса A-I(A240) или A-III(A400) с диаметрами 10; 14 и 18 мм, толщиной защитного слоя бетона 15; 25 и 35 мм, классом бетона 15, 22,5 и 30, с соответствующими эффективными коэффициентами диффузии CO₂ в бетоне (см²/с·10⁻⁴) 0,17; 0,53 и 1,8 и с наличием в бетоне хлористого натрия в количестве 5 % от массы цемента, проведенные в течение 22 месяцев в атмосферных условиях с периодическим не реже двух раз в сутки увлажнением водопроводной водой, показывают, что коррозионные продольные трещины в защитном слое бетона образцов возникают в сроки от 2 до 18 месяцев [512].

Раскрытие коррозионных продольных трещин шириной 0,10 мм происходит при средней глубине поражения арматуры в пределах 300-600 мкм. Определяющее влияние на период образования коррозионных продольных трещин оказывает диаметр арматуры и толщина защитного слоя бетона [512].

В [513] на основании анализа экспериментальных результатов, полученных в [514], установлена математическая зависимость длины коррозионной продольной трещины от ширины её раскрытия:

$$\ell_{\rm np} = \alpha \cdot a_{\rm T}, \qquad (1.61)$$

где $\ell_{\rm np}$ – длина коррозионной продольной трещины; $a_{\rm T}$ – ширина раскрытия коррозионной продольной трещины; α – эмпирический коэффициент, зависящий от диаметра арматуры и прочности бетона.

Данные экспериментальных исследований, полученные на изгибаемых железобетонных балках, испытанных в условиях воздействия жидкой хлоридсодержащей среды, имеют функциональную зависимость между средними значениями длины и глубины коррозионного поражения в расчётных поперечных трещинах бетона в момент появления коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона, с определяющим влиянием на появление и раскрытие коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона расстояния между расчётными поперечными трещинами [515].

Несмотря на то, что расчётные поперечные трещины в защитном слое бетона являются единственными узаконенными нормативными документами легитимными проводниками агрессивной среды к рабочей арматуре их влияние на появление коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона и, соответственно, на долговечность железобетонных конструкций в отечественных и зарубежных исследованиях практически не отражено.

Питтинговая коррозия арматуры в железобетонных элементах контролируется поляризацией анодного процесса. Средний коррозионный потенциал стальной арматуры при питтингообразовании изменяется в пределах значения её пассивного состояния до потенциала питтинговых анодов, что соответствует величинам от φ = (-200) до φ =(-500) мВ по насыщенному каломельному электроду НКЭ [49]. Особенностью питтинговой коррозии является растворимость продуктов коррозии металла в среде с низким рН вблизи анода, которая не приводит к повреждению (растрескиванию) защитного слоя бетона [49].

Из-за неравномерности электрохимического процесса коррозии на поверхности арматуры определение глубины коррозионного поражения арматуры в бетоне и, соответственно, полученного объёма продуктов коррозии металла, может быть установлено только после извлечения арматурных стержней из железобетонных конструкций [516].

Воздействие хлоридов и изменчивость размеров толщины защитного слоя бетона является наиболее частой причиной повреждений железобетонных элементов мостовых сооружений [517].

Анализ экспериментальных данных расчётных параметров железобетонных конструкций показывает, что деградация механических свойств по объёму железобетонных элементов имеет неоднородный характер, а воздействие хлоридсодержащей среды увеличивает вероятность изменения как характеристик коррозионных процессов в виде проникания хлоридов в бетон, деградации бетона и коррозии арматуры, так и механических свойств бетона [517].

Может быть поэтому количественная оценка изменения сцепления рабочей арматуры с бетоном в результате её коррозии в настоящее временя практически не исследована. Известные экспериментальные данные по изучению сцепления коррозирующей арматуры с бетоном получены либо на бетонных кубиках, либо в железобетонных элементах с искусственным нарушением сцепления арматуры с бетоном, не отражающим фактическую работу железобетонных конструкций в реальных условиях эксплуатации.

Необходимо подчеркнуть, что объективные результаты изменения величины усилия сцепления коррозирующей арматуры с бетоном могут

быть получены только на прямых моделях железобетонных конструкций [516] при использовании не менее 6 опытных образцов, с учётом требований математической статистики [518].

Снижение стоимости и трудоёмкости проведения длительных экспериментальных исследований по изучению долговечности железобетонных конструкций с учётом конструктивной целостности защитного слоя бетона в хлоридсодержащей агрессивной среде может быть получено и за счёт определения глубины коррозионного поражения арматуры с соответствующим установлением периода времени образования коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона по ширине раскрытия поперечных трещин на поверхности защитного слоя бетона.

Приближённые методы оценки надёжности строительных конструкций по внешним признакам, представленные в [343, 519–521], оценивают их рабочий ресурс либо с помощью параметра времени, либо с помощью вероятности отказа.

На рис.1.11 представлена зависимость ширины раскрытия коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона от толщины коррозионных продуктов арматурной стали [500].



Рис. 1.11. Влияние толщины коррозионных продуктов коррозии стали Δd на ширину раскрытия коррозионных продольных трещин $a_{\rm T}$

Возникновение первых видимых (волосяных) коррозионных трещин в защитном слое бетона наблюдается уже при потере сечения стальной арматуры равной 0,5 % [500]. Поэтому фактическая ширина раскрытия коррозионных продольных трещин является объективным показателем технического состояния железобетонных конструкций.

По результатам длительных экспериментальных исследований на прямых моделях железобетонных элементов, с учётом полученных опытным путем значений глубины и длины коррозии арматуры в расчётных поперечных трещинах бетона, с использованием известных в литературе зависимостей между толщиной продуктов коррозии арматуры и шириной раскрытия коррозионных продольных трещин [522] определены математические функции значений ширины раскрытия коррозионных продольных трещин на поверхности защитного слоя бетона в зоне влияния поперечных трещин в зависимости от ширины раскрытия расчётных поперечных трещин на поверхности железобетонных конструкций [279, 523].

С помощью анализа результатов натурных обследований строительных несущих железобетонных конструкций на Норильском горно-металлургическом комбинате (НГМК), испытывающих воздействие кислой газовоздушной среды в виде углекислого газа и хлора, получены следующие функциональные зависимости кинетики глубины коррозии бетона и арматуры, а также периода времени образования коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона [45, 46, 398, 524]:

• для глубины фронта разрушения бетона защитного слоя от поверхности в глубь сечения сборных железобетонных конструкций до момента периода времени образования коррозионных продольных трещин:

$$h_{\rm p} = \alpha \cdot \tau^{0,7} - b \cdot e^{-c/\tau}, \qquad (1.62)$$

где $h_{\rm p}$ – глубина фронта разрушения бетона, мм; τ – время эксплуатации конструкции, годы; *a,b,c* – эмпирические коэффициенты, зависящие от параметров эксплуатационной среды, материала и способа изготовления конструкций; *e* – основание натурального логарифма;

• для *слубины* разрушения защитного слоя бетона в монолитных железобетонных конструкциях в момент времени образования коррозионных продольных трещин:

$$h_{\rho} = \left(\alpha_b + d\right) \alpha \cdot \left(\tau - \tau_b\right)^{0,7} - h e^{-c(\tau - \tau b)}, \qquad (1.63)$$

где α_b – толщина защитного слоя, мм; d – диаметр рабочей арматуры, мм; τ_b – момент времени возникновения коррозионных трещин, годы;

• для глубины поражения арматуры в результате сплошной коррозии при достижении у поверхности арматуры опасных концентраций хлоридов (0,3 % и более массы цемента) в момент образования коррозионных продольных трещин:

$$\delta = \Delta \left[\left(\tau - \tau_b \right) + \left(\tau_b + \tau_0 \right) e^{\frac{\tau - \tau_0}{\tau_b - \tau_0}} \right], \qquad (1.64)$$

где δ – глубина коррозии арматуры, мм; Δ – множитель, зависящий от параметров газовоздушной среды и свойств арматурной стали, принимаемый для сильноагрессивной среды равным – 0,25; τ_0 – время насыщения

защитного слоя бетона опасными для арматуры концентрациями хлоридов: $\tau_0 = \exp\left(142\ln\frac{\alpha_B}{4,4}\right)$ (здесь α_B – толщина защитного слоя); τ_b – момент

образования коррозионных продольных трещин, годы;

• для времени эксплуатации по фактору допустимого коррозионного поражения арматуры:

$$\tau_{s} = \frac{\delta}{\Delta} + \tau_{b} - (\tau_{b} - \tau_{0}) \exp\left[\frac{\delta}{\Delta(\tau_{0} - \tau_{b})}\right], \qquad (1.65)$$

где τ_s – время эксплуатации; Δ – скорость коррозии, мм/год; δ – допустимое коррозионное уменьшение диаметра рабочей арматуры;

• для начала периода времени образования коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона от действия продуктов коррозии арматуры:

– для монолитных конструкций:

$$\tau_b = 0,055a_b^{1,7};\tag{1.66}$$

– для сборных конструкций:

$$\tau_b = 0, 1a_b^{1,7}, \tag{1.67}$$

где 0,055, 0,1 и 1,7 – эмпирические коэффициенты; τ_b – момент образования продольных трещин, годы;

Недостатком этих моделей является не учёт сравнительных относительных характеристик влияния хлора и углекислого газа на начало периода времени образования коррозионных продольных трещин.

Усилие воздействия продуктов коррозии арматуры на толщину защитного слоя бетона определяется площадью коррозии арматуры. Начало периода времени продольного трещинообразования зависит от длины дуг секторов коррозии арматурных стержней. Для случая общей коррозии арматуры время до возникновения коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона основывается на предельно допустимой величине уменьшения радиуса кривизны арматурного стержня [5]:

$$t_I = 80 \frac{C}{Dr},\tag{1.68}$$

где C – толщина защитного слоя бетона, мм; D – диаметр стержня (мм); r – скорость коррозии бетона.

Моделирование образования коррозионной продольной трещины в защитном слое бетона при постоянном увеличении давления продуктов коррозии стальной арматуры для случая использования в качестве расчётной схемы давление продуктов коррозии металла в виде элементарной полоски толстостенной трубы представлено в [73]. Модель давления продуктов коррозии арматуры с учетом не перемещения наружной поверхности защитного слоя бетона под действием продуктов коррозии и с не принятием во внимание деформаций арматуры предусматривает использование эмпирических коэффициентов и соответствующих растягивающих напряжений, определяемых по кривым деформирования образцов бетона при растяжении.

Моделирование образования коррозионной продольной трещины в защитном слое бетона, вследствие постепенного роста давления продуктов коррозии металла арматуры, определяет выбор расчетной схемы бетона вокруг арматурного стержня в виде толстостенной трубы, нагруженной равномерно распределенным давлением P от продуктов коррозии арматуры с внутренним радиусом, равным половине диаметра арматуры d/2 и наружным, равным толщине защитного слоя бетона h, отсчитываемого от центра тяжести арматурного стержня [525–527]. Модель движения трещины в бетоне x(t) от арматуры к поверхности защитного слоя бетона представлена в виде зависимости:

$$\frac{\alpha^* G}{2} \left(\frac{1}{r^2} + \frac{1}{h^2} \right) + \frac{b^* G^3}{6} \left(\frac{5}{r^6} - \frac{1}{h^6} \right) = \sigma_{bt}, \qquad (1.69)$$

где r = d/2 + x; $\alpha^*, b^* - коэффициенты, соответствующие растягивающим и сжимающим напряжениям в бетоне и в продуктах коррозии стали; <math>G$ – постоянное интегрирования.

Расчёт образования коррозионных продольных трещин в изгибаемых железобетонных элементах с поперечными расчётными трещинами в защитном слое бетона приводится в [396]. В результате принятого изменения радиального смещения продуктов коррозии металла по линейному закону вдоль арматурного стержня в зоне влияния поперечной трещины получены радиальное и тангенциальное напряжения в виде соответствующих математических зависимостей:

$$\sigma_r = K\varepsilon + 2G(\varepsilon_r - \varepsilon/3); \qquad (1.70)$$

$$\sigma_{\varphi} = K\varepsilon + 2G\left(\varepsilon_{\varphi} - \varepsilon/3\right); \tag{1.71}$$

где *К* – коэффициент объёмного расширения бетона; *G* – модуль сдвига бетона при чистом сдвиге; $\varepsilon = \varepsilon_r + \varepsilon_{\varphi}$; $\varepsilon_r = \frac{\partial U_r}{\partial r}$; $\varepsilon_{\varphi} = \frac{U_r}{r}$.; U_r – увеличение диаметра арматуры в результате коррозии; *r* – радиус арматуры.

Функциональная зависимость ширины раскрытия коррозионной продольной трещины a_T от глубины коррозионного поражения арматуры и толщины защитного слоя тяжелого бетона, полученная на геометрической
модели образования и развития коррозионной продольной трещины, имеет вид [516]:

$$a_{\rm T} = \frac{8\delta h}{\ell},\tag{1.72}$$

где h – модифицированная толщина защитного слоя бетона; δ – глубина коррозионного поражения арматуры; ℓ – длина расчётной модельной балочки.

Использование данной функциональной зависимости по отношению к прямым моделям железобетонных элементов с толщиной защитного слоя бетона h=2,5 см и глубиной коррозии арматуры $\delta = 25$ мкм показывает образование продольной трещины с шириной раскрытия $a_{\rm T}=86$ мкм, что свидетельствует об отсутствии депланации (искривления) бетона в сечении коррозионной продольной трещины по толщине защитного слоя бетона. Получена линейная зависимость между шириной раскрытия коррозионной продольной трещины и глубиной коррозии арматуры в виде $\delta=0,36a_{\rm T}$ [516].

Феноменологическая модель образования коррозионной трещины в защитном слое бетона вдоль арматурного стержня при условии $\varepsilon_0(t,t_0) > \varepsilon_{B,t,u}$, рассчитанная в цилиндрической системе координат, имеет функциональную зависимость [528]:

$$\varepsilon_0(t,t_0) = \frac{1}{E_{b,c,r}(v,t)} \cdot \left[\sigma_0(z,v,t) + \mu\sigma_r(z,v,t)\right].$$
(1.73)

Результаты инженерных обследований эксплуатирующихся железобетонных конструкций транспортных сооружений в агрессивных средах показывают, что они могут прийти в аварийное состояние в возрасте до 10–15 лет [385].

Одним из современных методов решения задач по прогнозированию процесса разрушения железобетонных конструкций с учётом коррозионного растрескивания бетона защитного слоя является использование конечно-элементного моделирования этого процесса в расчетах нелинейных моделей бетона с учётом накопления континуальных повреждений.

Подобные модели позволяют устанавливать механизм трещинообразования и прогнозировать кинетику распространения коррозионных продольных трещин прежде всего в изгибаемых железобетонных конструкциях [58, 529].

Результаты исследований, проведённых с помощью конечно-элементного моделирования процесса разрушения железобетонных конструкций автодорожного моста на автодороге Кировск-Коашва (Мурманская область) свидетельствуют, что в результате обрушения защитного слоя бетона максимальные прогибы увеличились на 35 %, максимальные и минимальные главные значения тензора напряжений в бетоне выросли соответственно на 12 % и 26 %, а интенсивность напряжений в арматуре – на 86 %.

В тоже время используемый в конечно-элементном моделировании детальный анализ кинетики коррозионного износа арматуры требует многочисленной информации о параметрах электрохимических процессов, происходящих в железобетонных конструкциях. Поэтому в практических расчётах оценки ресурса повреждённых железобетонных конструкций с учётом коррозионного износа арматуры применяются простейшие эмпирические полиномальные зависимости толщины прокоррозированного слоя арматуры или площади поперечного сечения стальных арматурных стержней [354], но с учётом дополнительной экспериментальной проверки этих теоретических прогнозов [385].

В модели деградации сцепления арматуры с бетоном [310] раскалывание бетонной обоймы защитного слоя бетона происходит от действия двух факторов: расклинивающего эффекта при выходе профилированного арматурного стержня из бетона и избыточного давления продуктов коррозии металла (оксидные и гидроксидные слои железа), превышающих первоначальный объем металла по разным данным в 2-4 раза [355], в 2-2,5 раза [163] и 2,5–6 раз [310].

Влияние коррозионных продольных трещин, образующихся от расклинивающего действия продуктов коррозии арматуры, на снижение прочности бетона определяется зависимостью [114, 489]:

$$R_b^{\deg r} = \frac{R_b}{1 + k \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{bR}}},\tag{1.74}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{n \cdot w_{cr}}{b},\tag{1.75}$$

$$w_{cr} = 2 \cdot \pi \cdot (\gamma_{rs} - 1) \cdot \delta, \qquad (1.76)$$

где k – коэффициент, зависящий от профиля и диаметра арматурного стержня (k=0.1 для профилированных стержней среднего диаметра); n – количество арматурных стержней; ε_1 – средняя относительная деформация растянутого трещиноватого бетона в направлении, перпендикулярном образованию трещины; w_{cr} – ширина раскрытия трещины при заданной глубине проникновения коррозии; δ , γ_{rs} – коэффициент увеличений в объеме продуктов коррозии по отношению к первоначальному объему стали (γ_{rs} =1,7 для FeO, γ_{rs} = 6,5 для Fe(OH)₃ 3H₂O).

Современный уровень знаний контроля коррозионного состояния арматуры в железобетонных конструкциях не позволяет в расчётах их долговечности учитывать изменение сцепления арматуры с бетоном, что приводит к необъективной оценки остаточного ресурса железобетонных конструкций с коррозионными повреждениями уже на стадии эксплуатации. Предел долговечности железобетонных конструкций рассматривается в виде начала процесса коррозии арматуры или нарушения её сцепления с бетоном [100].

Несмотря на имеющиеся модели коррозии арматуры в бетоне, существующие методы прогнозирования работоспособности железобетонных элементов не отражают реальной долговечности железобетонных конструкций, продолжающих эксплуатироваться с коррозирующей арматурой до момента наступления предельного состояния [382]. В общем случае безаварийная эксплуатация железобетонных конструкций в агрессивных хлоридсодержащих средах наблюдается только за счёт повышения изолирующей способности бетона длительно защищать арматуру, зависящей как от его плотности и толщины, так и от химического состава цемента.

Обеспечение безопасной работоспособности железобетонных конструкций по критерию сохранности толщины защитного слоя бетона может быть получено за счёт определения критических значений глубины коррозионного поражения арматуры в расчётных поперечных трещинах бетона, исключающее образование коррозионных продольных трещин. Исходя из условия совместной работы арматуры в бетоне эксплуатируемых железобетонных конструкций в хлоридсодержащих средах нормативные методы расчёта железобетонных конструкций по первому и второму предельному состоянию необходимо дополнить расчётом влияния предельной глубины коррозии арматуры в расчётных поперечных трещинах бетона на изменение сцепления арматуры с бетоном и разрушение защитного слоя бетона. Проверочный расчёт механического состояния железобетонных конструкций с учётом оценки сохранности сцепления арматуры с бетоном следует предусмотреть в нормативных документах даже если продукты взаимодействия среды с бетоном являются неагрессивными по отношению к арматуре, но оказывают влияние на физико-механические свойства бетона.

2. МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ НА ПРЯМЫХ МОДЕЛЯХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ДЛИТЕЛЬНЫЕ НАТУРНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ КОРРОЗИОННЫХ ПРОДОЛЬНЫХ ТРЕЩИН

2.1. Методы испытания бетонных и железобетонных элементов

Применение методов моделирования в изучении долговечности железобетонных строительных конструкций снижает стоимость научных исследований до 10 раз [20].

Для получения полного подобия напряжённо-деформированного состояния эксплуатирующихся строительных железобетонных конструкций вплоть до стадии разрушения в экспериментальных исследованиях используются их прямые модели. По сравнению с косвенными моделями, которые изучают работу строительных конструкций только в упругой стадии, прямые модели в экспериментальных исследованиях применяются как при линейном режиме работы конструкции, так и при нелинейном [578]. Для нелинейного режима работы железобетона метод экспериментальных исследований на прямых моделях железобетонных конструкций имеет значительные преимущества по сравнению с теоретическим методом, из-за большей относительной точности получаемых результатов по сравнению с данными, рассчитываемых с помощью сложных систем нелинейных дифференциальных уравнений.

Являясь методологией эксперимента, теория подобия развивается по двум направлениям:

• статистическая обработка данных, характеризующаяся как методика расчёта изучаемых характеристик на основе случайных величин опытных данных;

• теория планирования эксперимента, определяющая методику проведения пассивного и активного экспериментов [431–436].

Теория подобия применяется:

1) при аналитическом определении зависимостей и соотношений в физико-математических задачах;

2) при создании моделей, воспроизводящих явления в их прототипах;

3) при обработке результатов экспериментальных исследований.

Требование подобия для железобетонных конструкций предусматривает наличие следующих механических и физических критериев [437]:

• равенство относительных деформаций в модели и в её прототипе;

- равенство коэффициентов Пуассона для модели и её прототипа;
- геометрическое подобие модели и её прототипа;

• равенство коэффициентов линейного расширения материала модели и её прототипа;

• равенство коэффициента деформации модели коэффициенту масштаба длины её прототипа;

• наличие коэффициента масштаба напряжений в модели и в её прототипе;

• зависимость коэффициентов силы в модели и в её прототипе от коэффициентов масштаба длины и напряжений;

• установление коэффициентом масштаба напряжения соотношения приложенных давлений между моделью и её прототипом;

• установление с помощью значений коэффициентов масштаба длины и напряжения соотношения плотности материалов модели и её прототипа;

• равенство зависимостей, определяющих величину и направление действия приложенной нагрузки.

Математические модели являются основой планирования эксперимента по исследованию напряжённо-деформационного состояния строительных конструкций. Натурное моделирование включает исследование работоспособности строительных элементов в естественной природной среде при специально подобранных подобных условиях. В отличие от математического моделирования при натурном моделировании в исследуемый объект не вносятся специальные изменения, не создаются дополнительные установочные предпосылки и могут не применяться отдельные критерии подобия при планировании экспериментов [20].

Математические модели коррозии арматуры делятся на два класса: модели, описывающие физико-химический процесс на причинном уровне, и феноменологические модели, рассматривающие кинетику коррозии арматуры во времени [76].

Особенностью физико-химических моделей коррозии арматуры является их строго индивидуальная принадлежность из-за высокой зависимости скорости коррозии арматуры от физико-химических характеристик агрессивной среды, приводящей к большому численному разбросу скоростей коррозии стали, составляющему от 0,04 до 4,8 мм/год, то есть с разницей в среднем в 43 раза [74].

Методы определения прочности эксплуатируемых железобетонных конструкций условно разделены на две группы: интегральные и дискретные [448]. Первая группа определяет несущую способность железобетонных конструкций, а вторая группа контролирует технические характеристики прочности бетона и арматуры, а также изменение площади их сечения, по которым затем рассчитывается несущая способность железобетонных элементов.

При проведении натурных обследований железобетонных конструкций наибольшее применение находит дискретный метод в виде ультразвуковых и механических методов определения прочности бетона, радиометрического и магнитного методов определения армирования.

Оценка работоспособности структурных элементов железобетонных конструкций в процессе эксплуатации определяется с помощью как разрушающих и неразрушающих механических методов испытания, так и неразрушающих физико-химических методов.

В отличие от физико-химических методов механические методы испытания определяют разрушающую нагрузку. Недостатком разрушающих механических методов испытания является прекращение существования экспериментальных конструкций после испытания [438].

Методы определения прочности бетона на сжатие, на осевое растяжение, растяжение при раскалывании и растяжение при изгибе с помощью контрольных образцов, изготовленных в лаборатории, назначение номинальных размеров образцов и обоснование их количество в опытной серии в зависимости от внутрисерийного коэффициента вариации прочности бетона содержатся в ГОСТ 10180–90 [439].

В монолитном железобетонном строительстве традиционным способом определения прочности бетона является испытание контрольных опытных бетонных образцов, изготовленных на строительной площадке и находившихся в условиях максимально приближенных к условиям твердения бетона в сооружаемых конструкциях, в лабораторных условиях. В то же время, различные условия формования и твердения бетона вызывают в контрольных образцах появление более высокой по сравнению с фактическими значениями прочности бетона [440, 441].

При контроле прочности монолитной бетонной конструкции прочность бетона, полученная стандартным методом по ГОСТ 10180-90 [439] с помощью испытания контрольных образцов, имеет недостаточную вероятностную достоверность по следующим причинам [442, 443]:

• объем испытания стандартных образцов не превышает 0,01 % уложенного в конструкцию бетона;

• условия виброформования и режимы твердения бетона образцов и конструкций различны;

• невозможность определения стандартными методами однородность бетона в изделии и прочность отдельных его участков;

• отсутствие возможности использования полученных результатов при обследовании железобетонных конструкций в других зданиях и сооружениях.

Недостатки разрушающих методов испытания прочности бетона отсутствуют у неразрушающих немеханических методов контроля качества бетона на всех этапах его изготовления и эксплуатации. Неразрушающие немеханические методы испытаний используются для определения физико-механических свойств структурных элементов железобетона и геометрических размеров конструкций. Целью этих методов испытания является проверка соответствия прочности, жесткости и трещиностойкости изготовленных железобетонных изделий и конструкций требованиям государственных стандартов и технических условий.

Методы определения прочности бетона на сжатие, осевое растяжение, растяжение при раскалывании и растяжение при изгибе образцов, отобранных из сборных и монолитных железобетонных конструкций и математическое обоснование их количества в серии в зависимости от минимального размера образца, приведены в ГОСТ 28570-90 [444].

Неразрушающие методы испытаний по характеру взаимодействия с объектом подразделяются на механические с частичным разрушением бетона в виде отрыва со скалыванием, скалывания ребра, отрыва диска, пластической деформации, упругого отскока и ударного импульса и на немеханические.

В отличие от разрушающих методов испытания неразрушающие методы контроля отпускной и передаточной прочности бетона позволяют оперативно влиять на технологический процесс производства железобетонных изделий, своевременно корректировать его состав, режим виброуплотнения и термообработку бетона [570]. Определение прочности бетона механическими методами неразрушающего контроля регламентируется стандартами ГОСТ Р 53231-2008 [447] и ГОСТ 22 690 – 88 [445].

Основным требованием к применению неразрушающих методов как в России, так и за рубежом является разработка градуировочных зависимостей в виде так называемой «привязки» к конкретным испытываемым бетонам. В зарубежных странах для получения «привязки» используются отобранные образцы из бетонных и железобетонных конструкций, которые испытываются на разрушение, а в России для её выполнения наибольшее применение находит метод отрыва со скалыванием [448].

Построение градуировочной зависимости является основным недостатком стандартизированных методов по неразрушающему контролю, кроме метода местных разрушений, так как многие приборы, реализующие методы упругого отскока, ударного импульса или ультразвукового прозвучивания, градуируются в единицах прочности бетона [449].

Использование приборов, градуирующихся в единицах прочности бетона требует проведения статистической обработки полученных опытных результатов с последующем определением класса бетона по ГОСТ 18105-86 [450]. Отсутствие данных о средней квадратической ошибке, а также о коэффициенте корреляции при конкретном измерении не позволяет определить коэффициент изменчивости прочности бетона. Построенная для конкретных условий градуировочная зависимость приводит к занижению коэффициента вариации прочности бетона, а следовательно и к завышению его класса с последующей возможностью создания аварийных ситуаций при эксплуатации железобетонных конструкций.

Соответствующими показателями прочности бетона, определяемыми по стандарту ГОСТ Р 53231-2008 [447], являются классы бетона по прочности на сжатие В, классы бетона по прочности на растяжение при изгибе B_{tb} и классы бетона по прочности на осевое растяжение B_t .

Среднее значение прочности бетона определяется по контрольным образцам или на отдельных участках конструкций. При этом ГОСТ Р 53231-2008 [447] предусматривает изготовление серии контрольных образцов в количестве от двух до шести штук из бетонно-смесительной смеси готовой к употреблению или отобранных из одной конструкции для определения одного вида бетона нормируемой прочности.

Для получения объективной информации о качестве железобетонных конструкций в испытаниях совместно применяются разрушающие и неразрушающие методы контроля. Разрушающие методы испытания контролируют соответствие нормативных значений характеристик опытных изделий экспериментальным данным, полученным в результате измерений при неразрушающем контроле [451]. Выявленная математическая зависимость позволяет не только значительно сократить объем и периодичность испытаний до разрушения железобетонных конструкций, но и использовать их только для периодической проверки результатов неразрушающего контроля и диагностики.

Стандарт ГОСТ Р 53231-2008 [447] регламентирует возможность определения прочности бетона по контрольным образцам, отобранным из конструкции, а также с помощью ультразвуковых и механических методов неразрушающего контроля. Он контролирует все виды нормируемой прочности бетона. Для сборных конструкций – это проектная отпускная и передаточная прочность, а для монолитных конструкций– это прочность бетона в промежуточном возрасте при снятии несущей опалубки. Контроль прочности бетона согласно стандарта ГОСТ Р 53231-2008 проводится статистическими методами с учетом характеристик однородности бетона по прочности.

Стандартизированные характеристики трещиностойкости при статическом нагружении по ГОСТ 29167–91 [452] применяются для:

• улучшения технологических процессов изготовления и контроля качества бетонов путём сравнения различных вариантов состава бетона;

• обоснования используемых составов бетона для конструкций;

• учёта дефектов при расчёте конструкций, возникающих в процессе их эксплуатации;

• анализа причин разрушений железобетонных конструкций.

Методы определения характеристик силовых энергетических характеристик трещиностойкости и вязкости разрушения при статическим кратковременном нагружении распространяются на бетоны всех видов (кроме ячеистого). Характеристики трещиностойкости определяются при равновесных и неравновесных механических испытаниях.

По результатам экспериментальных испытаний бетонных образцов определяются силовые и энергетические характеристики трещиностой-кости: K_c (критический коэффициент интенсивности напряжений при максимальной нагрузке МПа · M^{0,5}), K_c^x (условный критический коэффициент интенсивности напряжений МПа · M^{0,5}), K_i (статистический критический коэффициент интенсивности напряжений, МПа · M^{0,5}), G_r (удельные эффективные энергозатраты на статическое разрушение, МДж/м²), G_i (удельные энергозатраты на статическое разрушение до момента начала движения магистральной трещины, МДж/м²), G_{ce} (полные удельные упругие энергозатраты на статическое деформирование образцов до деления на части, МДж/м²), J_i (статический джей-интеграл, МДж/м²) и X_F^C (критерий хрупкости, м).

Методы разрушающих испытаний железобетонных и бетонных изделий заводского изготовления с помощью нагружения с количественным обоснованием отбираемых опытных образцов, с оценкой прочности, жёсткости и трещиностойкости стандартизированы и включены в ГОСТ 8829-94 [453].

Дефекты в железобетоне вызывают в нём изменение физических характеристик: удельную электрическую проводимость, магнитную проницаемость, коэффициент затухания упругих колебаний, плотность и коэффициент ослабления излучений. Для получения информации о дефектах, определяющих остаточный эксплуатационный ресурс железобетонных конструкций, в неразрушающем контроле и диагностике используются более 40 физических методов исследования [60].

Метод акустической эмиссии (АЭ) с успехом используется в неразрушающем контроле для оценки состояния строительных конструкций при тестовом приложении нагрузки, например, в мостах, высотных зданиях, гидротехнических сооружениях и атомных станциях [454, 455].

Подтверждена высокая информативность параметров сигналов АЭ, связанных как с изменением напряженно-деформированного состояния бетона конструкций, так и с развитием дефектов типа трещин. Установлено,

что между параметрами сигналов АЭ и длиной трещин и шириной их раскрытия существует функциональная зависимость [456, 457].

Однако нормативных документов по применению метода АЭ в строительстве практически нет кроме нормативных документов, выпущенных в Японии [458;459], на основании которых техническим комитетом 212-ACD RILEM были разработаны рекомендации [460, 461]. Эти рекомендации касаются использования метода АЭ для конструкций из бетонов. В первом документе [460, 461] содержится перечень терминов по АЭ, процедура подготовки приборов и методика проведения измерений АЭ в бетонах.

Во втором документе [459] приводятся методики определения появляющихся трещин в бетоне с вычислением их координат и типов трещин в виде трещин сдвига, трещин отрыва, смешанных трещин с определением их ориентации [462].

Метод определения коэффициента диффузии хлоридов в бетоне при разной их концентрации для случая диффузии из постоянного источника в полуограниченное тело, а также для диффузии из полубесконечного пространства по результатам анализа проб, послойно отобранных из железобетонных конструкций, рассмотрен в [463]. С помощью метода графического дифференцирования и интегрирования по экспериментальным данным строится профиль изменения концентраций хлоридов в виде зависимости этих концентраций С от глубины исследуемого слоя для определённых значений времени *t*:

$$D_{(c_1)} = \frac{1}{2t} \frac{1}{\partial C / \partial x} \int_{c_1}^{c_{\infty}} x dC.$$
(2.1)

где $\partial C/\partial x$ определяется при заданной концентрации C_1 как тангенс угла касательной к кривой; $\int_{c_1}^{c_{\infty}} x dC$ – рассчитывается как площадь, ограниченная кривой и осями координат с приближённым значением $C_1 \frac{x_1 + x_2}{2}$.

Причинами создания методов коррозионных натурных испытаний железобетонных конструкций являются следующие факторы:

• неадекватность результатов ускоренных лабораторных исследований коррозионных испытаний железобетонных конструкций в различных агрессивных средах положениям, заложенных в СНиП 2.03.11-85* [14] и СП 28.13330-2012 [15], которые определяют оценку степени агрессивного воздействия окружающей среды из предположения, что железобетонные конструкции будут соответственно эксплуатироваться в течение 50 и 80 лет;

• стремление к математизации коррозионных исследований в бетоне и арматуре без учёта результатов экспериментальных работ, основывающихся на физико-химических явлениях коррозии бетона и арматуры. Коррозионные процессы в бетоне и на арматуре определяются большим количеством факторов, вызываемых воздействием нагрузки и внешней среды, что значительно усложняет теоретические расчёты долговечности железобетонных конструкций.

Методика определения коррозионной стойкости открытой поверхности металла по ГОСТ 9.908-85 [72], характеризуемая определением показателей потерь по массе и по глубине поражения, для арматуры железобетонных конструкций не подходит по двум причинам. Во-первых, длительное развитие коррозии арматуры приводит к растрескиванию защитного слоя бетона под давлением растущего слоя продуктов коррозии арматуры, а вовторых, имеет место хрупкое разрушение под напряжением высокопрочной напрягаемой арматуры. В первом случае у железобетонной конструкции из-за уменьшения несущей способности наступает предаварийное состояние [49], а во втором случае происходит внезапное обрушение железобетонной конструкции [49].

Тем не менее в настоящее время агрессивность среды по отношению в арматурной стали в железобетонных конструкциях нормируется по величине глубины её поражения (табл. 2.1) [464].

Таблица 2.1

Степень	Коррозионные	Баллы по ГОСТ	Снижение
агрессивности	повреждения,	13819-68 [579]	прочности в зоне
среды	мм/год		коррозии, %
Неагрессивная	0,1	1-3	0
Слабая	0,01–0,05	4,5	До 5
Средняя	0,05–0,5	6	До 10
Сильная	>0,5	> 7	>10

Степень агрессивного воздействия среды на углеродистую сталь

Для растянутой стальной арматуры в железобетонных конструкциях расчётными характеристиками развития коррозионного поражения являются достижение арматурой предела текучести или хрупкий обрыв [10].

Исследование коррозионного износа арматуры во времени в виде изменения массы металла, глубины и площади поражения, уменьшения разрывного усилия и значения пластичности арматуры осуществляется с помощью математического моделирования [465].

Коррозионные потери от электрохимического процесса на открытом металле в различных агрессивных средах и на поверхности арматуры в бетоне имеют общую феноменологическую основу [5]. В тоже время, благодаря большей изотропности свойств мало- и среднеуглеродистых сталей и более четкой границе прокоррозировавшегося слоя металла научная достоверность результатов фактического сопротивления открытой

стали при нагружении в процессе коррозионного износа во времени значительно выше по сравнению с арматурой в бетоне.

По геометрической форме коррозионного поражения модели коррозионного износа сечений арматуры и бетона достаточно близки между собой, но скорости поражения бетона на порядок ниже, чем у арматуры [311].

Метод коррозионных испытаний стальной арматуры в бетоне стандартизирован и приводится в ГОСТ 31384-2008 [63] и ГОСТ Р 52804-2007 [162]. Оба стандарта практически дублируют друг друга, отличаясь лишь в количественных показателях при подготовке образцов к испытанию.

Метод коррозионных испытаний стальной арматуры в бетоне является прямым методом и направлен на установление характера коррозионных поражений стали в бетоне и определение массы прокоррозировавшейся стали. Он распространяется на стальную арматуру и бетоны, приготовленные на основе портландцементного клинкера [466].

Состояние коррозирующейся арматуры в железобетонных конструкциях оценивается по следующим показателям [79]:

1 – площади коррозионных повреждений;

2 – характеру коррозии (налет ржавчины, точечная, пятнами, сплошная, язвы);

3 – толщине и плотности продуктов коррозии;

4 – глубине поражения стали и относительной величине уменьшения площади сечения арматуры.

Результаты коррозионных испытаний арматуры являются основанием для получения заключения о защитном действии бетона по отношению к стальной арматуре. Согласно ГОСТ Р 52804-2007 [162] бетон обладает защитным действием по отношению к стальной арматуре, если после шести месяцев испытаний стальная арматура не имеет на своей поверхности налета ржавчины и коррозионных язв, а потеря массы металла не превышает 10^{-3} г/см² (10 г/м²) [466].

При техническом натурном обследовании железобетонных конструкций коррозионное повреждение арматурных стержней определяется следующими способами:

1) установлением наличия внешних признаков в виде трещин в защитном слое бетона вдоль арматуры, потеков продуктов коррозии металла арматуры и отслоения защитного слоя бетона. Однако данный способ визуального контроля реализуется только на стадии сильного коррозионного повреждения арматуры;

2) визуальным освидетельствованием участков арматурных стержней после вскрытия защитного слоя бетона. Недостатком данного способа является выборочность контроля и необходимость нарушения целостности железобетонных конструкций.

Электрохимическое состояние стальной арматуры в бетоне определяется как по величине её потенциала, так и по кинетике анодных и катодных поляризационных кривых [49, 79].

Неразрушающий электрохимический метод с замером потенциала и коррозионного тока используется в железобетонных элементах в случае отсутствия на поверхности железобетонных конструкций внешних признаков протекания на поверхности арматуры коррозионного электрохимического процесса [187, 188, 467].

Основой защитного действия бетонов по отношению к арматуре является щелочной характер влаги в капиллярно-пористой структуре бетона, определяющий сохранение пассивного состояния поверхности стали.

Первым механизмом коррозии арматуры является нейтрализация высокощелочной среды бетона за счет обменной реакции гидроксида кальция в бетоне с кислыми газами в воздухе, в основном с углекислым газом.

Вторым возможным механизмом коррозионного разрушения арматуры является депассивация арматуры при воздействии сильнейших стимуляторов коррозии стали в виде ионов хлора, являющихся основной причиной возникновения точечной (питтинговой) коррозии стержней арматуры. Оба механизма являются причиной возникновения потенциала металла (потенциал коррозии), установившегося в результате протекания сопряженного анодного и катодного электрохимического процесса без внешней поляризации.

Неразрушающий метод определения участков возникновения коррозии арматуры, заключающийся в измерении потенциала арматуры, является основой американского стандарта ASTM C876 [580]. Однако этот метод эффективен только в случае начавшейся коррозии арматуры.

Более актуальной задачей является определение вероятности возникновения коррозии арматуры на более ранней стадии с помощью исследования проницаемости защитного слоя бетона вообще и хлоридами в частности, чем диагностирование уже начавшейся коррозии арматуры.

Метод измерения удельного электрического сопротивления поверхностного слоя бетона контролирует проницаемость железобетонных конструкций, показывая, что чем ниже удельное электрическое сопротивление, тем выше объёмная доля водонасыщения и соответственно выше значения коэффициентов диффузии жидких и газообразных веществ [473, 581]. Однако не смотря на перспективность метода измерения удельного электрического сопротивления бетона ни в России ни за рубежом он не стандартизирован [473].

Электрохимические испытания коррозионного состояния арматуры определяют условия для дальнейшей эксплуатации железобетонных конструкций, при которых коррозия стали в бетоне может быть исключена или резко заторможена. Метод измерения стационарных потенциалов стальной арматуры исследует наличие зависимости коррозионного процесса на ней от влажности бетона, влияющей на его проницаемость и омическое сопротивление. Однако этот метод не может рассматриваться как надёжный показатель скорости коррозии металла. При ожидаемой корреляции между коррозионным потенциалом и скоростью коррозии арматуры существует альтернативное решение выбора между ними. Смещение коррозионного потенциала с течением времени в отрицательную сторону означает либо облегчение анодной реакции в виде ускорения коррозии, либо подавление катодной реакции и замедление процесса коррозии. Поэтому коррозионный потенциал рассматривается как простейший метод коррозионного мониторинга [49].

Интегральное электрохимическое состояние стали в бетоне устанавливается только по её поляризуемости с помощью метода снятия анодных и катодных поляризационных кривых из вне наложенным током или напряжением. Метод определяет зависимость скорости электрохимической реакции в виде ионизации металла, восстановления кислорода или образования гидроксида от потенциала электрода [49, 56, 162, 468, 469]. Скорость коррозии стали в бетоне лимитируется степенью поляризации как анодного, так и катодного процессов, а также электрическим сопротивлением цементной матрицы [57].

Скорость коррозии стали в зоне поперечных трещин железобетонных элементов определяется с помощью графоаналитического метода расчёта работы электрохимических макрогальванических пар в зависимости от ширины раскрытия поперечных трещин [156].

Длительные натурные испытания прямых моделей железобетонных конструкций в агрессивных средах из-за их значительной стоимости и трудоёмкости проведения требуют использование математически обоснованного минимального количества опытных образцов.

В методике экспериментальных исследований объективные и субъективные факторы определяют величину возможной ошибки в полученных результатах, которая и устанавливает объём минимального числа опытных образцов.

Техническое обоснование необходимого количества экспериментальных образцов определяется характеристиками их механических свойств с заданной степенью точности и статистической вероятностной надёжностью. При отнесении доверительного интервала к многократному измерению связь среднего квадратического отклонения $\sigma_{(x)}$ окончательного ре-

зультата, то есть погрешности определения среднего значения, и среднего квадратического отклонения σ отдельного измерения выражается в виде соотношения [470]:

$$\sigma_{(x)} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = \sqrt{\frac{1}{n(n-1)} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \overline{x})^2}.$$
(2.1)

При этом увеличение количества измерений в 100 раз приводит к повышению точности в 10 раз.

При оценке математического ожидания характеристик физико-механических свойств железобетонных конструкций в экспериментальных исследованиях объём выборки в предположении их вероятностного нормального закона распределения определяется по формулам [470]:

$$n = \frac{\gamma^2}{\Delta_a^2} z_{1-\alpha/2}^2 \tag{2.2}$$

ИЛИ

$$n = \frac{x_{1-\alpha/2}^2}{\Delta_a^2},\tag{2.3}$$

где γ – коэффициент вариации определяемой характеристики механических свойств; Δ_a – максимальная относительная ошибка (допуск) при оценке среднего значения в долях среднего значения определяемой характеристики; $z_{1-\alpha/2}$ – квантиль уровня $P = 1-\alpha/2$ – нормированной нормально распределённой случайной величины $z = \frac{x-a}{\sigma}$; $P = 1-\alpha/2$ – статистическая

обеспеченность, представляющая собой вероятность не превышения фактической ошибкой при оценке среднего значения характеристики максимальных ошибок Δ_a или δ_a (по модулю); δ_a – максимальная относительная ошибка (допуск) при оценке среднего значения в долях среднего квадратического отклонения изучаемой характеристики механических свойств.

Неизвестная величина генерального коэффициента вариации у при определении объёма выборки заменяется выборочным коэффициентом v, полученным на основании априорной информации по аналогичным материалам и элементам конструкций. При отсутствии аналога значением выборочного коэффициента вариации задаются с последующим его уточнением в процессе эксперимента. В этом случае объём испытаний корректируется методом подбора в соответствии с уточненным значением коэффициента вариации по формуле

$$n = \frac{\upsilon^2}{\Delta_a^2} t_{\alpha,k}^2 \,, \tag{2.4}$$

где $t_{\alpha,k}$ – значение квантили статистики *t* уровня $P = 1 - \alpha/2$ для числа степеней свободы k = n - 1 [470].

Значением вероятности $P = 1 - \alpha/2$ задаются. Обычно принимается $\alpha = 0,1$ или $\alpha = 0,05$, реже $\alpha = 0,01$.

При планировании экспериментальных испытаний с целью определения математической оценки среднего квадратического отклонения, напри-

мер характеристик механических свойств железобетонных элементов, объём выборки опытных образцов определяется методом подбора [470]:

$$\left(1 + \Delta_{\sigma}\right)^2 = \frac{x_{\alpha/2}^2}{x_{0.5}^2},\tag{2.5}$$

где Δ_{σ} – максимальная относительная ошибка (допуск) при оценке среднего квадратического отклонения случайной величины *X* при нормальном или $\gamma = \lg X$ при логарифмически нормальном законе распределения; $x_{\alpha/2}^2$ и $x_{0.5}^2$ – квантили уровня $P = \alpha/2$ и P = 0.5.

Величина а принимается равной 0,1, или – 0,05. Значение ошибки Δ_{σ} выбирается в зависимости от требований к точности оценки среднего квадратического отклонения характеристик механических свойств. При низкой точности $\Delta_{\sigma} = 0.4 \div 0.5$ при средней – $\Delta_{\sigma} = 0.25 \div 0.35$ и при высокой – $\Delta_{\sigma} = 0.1 \div 0.2$.

Зарубежные нормативные документы не предусматривают статистической обработки результатов испытаний серии образцов. Испытания выполняются на ограниченном числе параллельных образцов, например, в EN 12390-94 используются 4 образца. В тоже время коэффициент вариации рассчитывается при повторяющихся многоразовых и межлабораторных испытаниях. Указания о том, как учитывается вариабельность полученных результатов испытаний, при этом отсутствуют

2.2. Методика экспериментальных натурных и лабораторных испытаний на прямых моделях железобетонных конструкций

Для железобетонных конструкций, состоящих из многокомпонентных материалов и испытывающих воздействие агрессивной среды, наиболее достоверные научные результаты получаются при натурных и лабораторных экспериментальных испытаниях на их прямых моделях по сравнению с теоретическими исследованиями, так как до периода разрушения коэффициент масштаба напряжений в арматуре и в бетоне модели является тождественным этому коэффициенту как для арматуры, так и для бетона в прототипе модели.

Для изучения давления продуктов коррозии арматуры на кинетику развития коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона и влияния коррозионных продольных трещин на изменение кратковременных деформационных и прочностных свойств центрально и внецентренно сжатых прямых моделей железобетонных колонн в Пензенском государственном университете архитектуры и строительства с 2010 по 2015 годы проведены длительные натурные и лабораторные экспериментальные исследования на опытных железобетонных конструкциях в количестве 73 единиц.

По геометрическим размерам, конструктивному армированию, механическим характеристикам бетона и арматуры железобетонные образцы являются прямыми моделями железобетонных конструкций. Бетон опытных образцов изготовлен на портландцементе марки 400 «Мордовцемент» тип II/А-П класс прочности 42,5 Н ГОСТ 31108-2003 [531] и гранитном щебне фракции 5-10 мм с водоцементным отношением в/ц=0,45.

Длина моделей призматических железобетонных колонн и размеры их поперечного сечения в центральной части по высоте образцов соответственно составляют 1000 мм и 120×120 мм при толщине защитного слоя бетона $\delta_{3c\delta} = 15$ мм. Экспериментальные железобетонные образцы армированы объёмным арматурным каркасом с несущей арматурой 4 Ø8 мм класса А-III (A400) и распределительной Ø4 мм класса B_p–I (рис 2.1).



Рис. 2.1. Технический визуальный анализ изготовленных объёмных арматурных каркасов перед началом бетонирования экспериментальных призматических железобетонных колонн

Длина моделей железобетонных колонн с консолями и размеры их поперечного сечения в центральной части по высоте образцов соответственно составляют 1000 мм и 120×110 мм при толщине защитного слоя бетона 15 мм. Модели железобетонных консольных колонн в нижней и верхней части по высоте образцов имеют консоли длиной 120 мм. Двухконсольные железобетонные колонны армированы объёмным арматурным каркасом с четырьмя несущими арматурными стержнями диаметром \emptyset 8 мм класса А-III (А400) и распределительной \emptyset 4 мм класса В_p–I. Консоли армированы рабочей арматурой диаметром класса В-I и распределительной диаметром 4 мм класса В_p–I (рис. 2.2).



Рис. 2.2. Технический визуальный анализ изготовленных объёмных арматурных каркасов перед началом бетонирования экспериментальных двухконсольных железобетонных колонн

Общее количество моделей двухконсольных колонн, участвующих в эксперименте, составляет 39 штук, в том числе испытывающих воздействие агрессивной и неагрессивной среды соответственно 26 и 13 образцов. Общее количество моделей бесконсольных призматических колонн равно 34 единицам, в том числе испытывающих воздействие агрессивной и неагрессивной среды соответственно 23 и 11 единиц.

Подбор состава бетона произведен согласно требованиям СНиП 82-02-95 [532], ГОСТ 26633-2012 [533] и ГОСТ 27006-85 [534].

Плотность, влажность, водопоглощение и пористость бетона соответствуют положениям ГОСТ 12730.0-78 [535], ГОСТ 12730.1-78 [536], ГОСТ 12730.2-78 [537], ГОСТ 12730.3-78 [538] и ГОСТ 12730.4-78 [539].

Проверка удобоукладываемости и средней плотности бетонной смеси осуществлялась согласно положениям ГОСТ 7473-2010 [540], ГОСТ 10181-2014 [541] и ГОСТ 10181-2000 [542].

Зерновой состав, прочность, насыпная плотность и пустотность, водопоглощение гранитного щебня, используемого в бетоне, соответствуют требованиям ГОСТ 8267-93 [543] и ГОСТ 8269.0-97 [544]. Зерновой состав и модуль крупности песка, применяемого при изготовлении бетона, отвечают по качеству требованиям ГОСТ 8736-2014 [545] и ГОСТ 8735-88 [546].

Временное сопротивление разрыву, предел текучести и относительное удлинение арматурной стали в процессе экспериментальных кратковременных испытаний на растяжение определялись согласно требований ГОСТ 5781-82* [547] и ГОСТ 12004-81 [548].

В железобетонных образцах использовалась конструктивная холоднотянутая проволока из низкоуглеродистой стали класса B_p-I, предназначенная для армирования железобетонных конструкций согласно ГОСТ 6727-80 [549].

Для нейтрализации щёлочи поровой влаги в бетоне и активизации коррозионного процесса на арматуре с целью получения коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона в результате давления на бетон защитного слоя продуктов коррозии арматуры в бетонную смесь во время изготовления прямых моделей железобетонных конструкций вводились хлорид – ионы в виде добавки NaCl в количестве 5 % от массы цемента. В контрольных экспериментальных железобетонных образцах добавка отсутствовала.

На рис. 2.3, 2.4 и 2.5 показаны опытные экспериментальные железобетонные колонны в периоды начала и окончания их изготовления, а также постановки их на длительные натурные испытания.



Рис. 2.3. Изготовление экспериментальных железобетонных двухконсольных колонн



Рис. 2.4. Экспериментальные железобетонные двухконсольные колонны после изготовления



Рис. 2.5. Опытный полигон для проведения длительных натурных испытаний экспериментальных железобетонных конструкций

В процессе длительного натурного испытания на опытном полигоне под открытым небосводом в г. Пензе в течение 2010–2015 годов все железобетонные модели колонн в тёплый период года не менее трёх раз в сутки увлажнялись водопроводной водой. По интенсивности коррозионного поражения арматуры данные условия испытания для экспериментальных железобетонных конструкций характеризуются как сильноагрессивные [512]. Время до появления коррозионных продольных трещин на образцах составляет 15 месяцев, что при эксплуатации в слабоагрессивной среде с хлорид – ионами приравнивается к 20 годам [550].

Учитывая, что в климатических условиях г. Пензы пять месяцев в течение календарного года имеют отрицательную среднемесячную температуру [551], общий период испытания в теплый период времени прямых моделей железобетонных колонн с учетом протекания электрохимического процесса коррозии на арматуре составляет 35 месяцев.

Определение технического состояния железобетонных конструкций при коррозионном поражении арматуры представляет сложную задачу, так как коррозия изменяет структуру поверхности и площадь сечения арматуры. Инструментальные оценки коррозионного поражения арматуры в бетоне: контроль электрических параметров в виде потенциала и силы тока в макрогальванической паре арматура–бетон [49, 79, 88], а также вихретоковые измерения коррозии арматуры [89–91] трудоемки, а иногда и не выполнимы.

Объективной характеристикой изменения технического состояния железобетонных конструкций при коррозии арматуры являются внешние признаки нарушения сплошности бетона, проявляющиеся на поверхности конструкций. Возникновение первых видимых (волосяных) коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона наблюдается уже при потере сечения арматуры более 0,5 % [92]. Поэтому использование методик визуального инструментального измерения ширины раскрытия коррозионных продольных трещин является наиболее доступным и в то же время и экономически эффективным средством оценки технического состояния железобетонных конструкций [286].

В процессе экспериментальных натурных испытаний железобетонных моделей колонн каждый год анализировались коррозионные трещины на поверхности граней железобетонных образцов, образовавшиеся в результате коррозии несущей продольной арматуры.

Программой эксперимента предусмотрено измерение на каждой из граней опытных образцов на дифференцированных участках длины коррозионных продольных трещин ℓ_T с определенным значением ширины раскрытия коррозионных продольных трещин a_T , определяемых с помощью трубки-микроскопа «Бринелля» с точностью отсчета 25 мкм. Этими геометрическими значениями коррозионных трещин определяется инте-

гральный параметр (ИП) коррозионных трещин, рассчитываемый в виде суммы произведений ширины раскрытия коррозионных продольных трещин a_T на их длину ℓ_T в пределах отдельных дифференцированных участков на поверхности бетона.

Прочность бетона перед началом лабораторных кратковременных испытаний опытных железобетонных образцов на исследование деформационных и прочностных свойств определялась с помощью неразрушающего контроля прочности бетона электронным измерителем прочности бетона ИПС-МГ4.03. Количество и расположение контролируемых участков на поверхности железобетонных конструкций принималось в соответствии с ГОСТ 18105-86 [450].

После выполнения 15-ти измерений на каждом участке производилась автоматическая обработка полученных результатов. Математическая обработка включает:

- усреднение промежуточных результатов измерений;

– отбраковку промежуточных результатов, имеющих отклонение более, чем ±10 % от среднего значения прочности на участке;

– усреднение оставшихся после отбраковки результатов измерений.

Количество участков испытаний на каждой опытной конструкции соответствует 25, так как средняя прочность бетона на сжатие превышает 30 МПа. За единичное значение прочности принимается средняя прочность бетона конструкций, определяемая как среднее арифметическое значение прочности бетона контролируемых участков конструкции.

Градуировочные зависимости были установлены заранее по результатам параллельных испытаний образцов – кубов по ГОСТ 10180-12 [557] и неразрушающим методом.

Класс бетона по прочности на сжатие определяется по формуле

$$B = \frac{R_{\rm cp}}{K_{\rm T}},\tag{2.6}$$

где R_{cp} – средняя прочность бетона в МПа опытных железобетонных конструкций по данным испытаний неразрушающим методом; K_{T} – коэффициент требуемой прочности, принимается по табл.2 ГОСТ 18105-86^{*} [450] в зависимости от $V_{B} = \frac{S_{m}}{R_{cp}}$.

Статистические данные нормального вероятностного распределения значений прочности бетона на сжатие, полученные неразрушающим методом на сорока девяти призматических и двухконсольных железобетонных колоннах, имеющих коррозионные продольные трещины в защитном слое бетона, показаны на рис. 2.6.



Рис.2.6. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружность) и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений прочности бетона на сжатие, полученных неразрушающим методом на сорока девяти призматических и двухконсольных железобетонных колоннах, имеющих коррозионные продольные трещины в защитном слое бетона

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{R} = 52,898 M\Pi a$; среднее квадратическое отклонение нормального распределения $\sigma_{\rm B} = 1,594$ МПа; асимметрия эмпирического распределения A = (-0,328); эксцесс эмпирического распределения E = (-0,101); $\chi^2 = 4,538 < \chi_{\rm kp} = 11,1$, где χ^2 и $\chi_{\rm kp}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.

Класс бетона по прочности на сжатие призматических и двухконсольных колонн, имеющих коррозионные продольные трещины, согласно величине коэффициента вариации прочности бетона $V_n = 3$ %, определяемого по характеристикам вероятностного нормального распределения на рис. 2.6 и значения коэффициента требуемой прочности бетона, принимаемого по табл.2 ГОСТ 18105-86* [450] $K_T = 1,07$, составляет значение B = 49,4.

На рис.2.7 представлены статистические данные нормального вероятностного распределения значений прочности бетона на сжатие, полученных неразрушающим методом на двадцати четырёх призматических и двухконсольных железобетонных колоннах, не имеющих коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона.



Рис.2.7. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности) и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений прочности бетона на сжатие, полученных неразрушающим методом на двадцати четырёх призматических и двухконсольных железобетонных колоннах, не имеющих коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона.

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание \overline{R} = 53,458 МПа; среднее квадратическое отклонение нормального распределения σ = 2,160 МПа; асимметрия эмпирического распределения A = (-0,352); эксцесс эмпирического распределения E =(- 0,131); χ^2 = 2,234 < $\chi_{\rm kp}$ = 12,6, где χ^2 и $\chi_{\rm kp}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.

Класс бетона по прочности на сжатие призматических и двухконсольных колонн без коррозионных продольных трещин, согласно величине коэффициента вариации прочности бетона $V_n = 4$ %, определяемого по характеристикам вероятностного нормального распределения на рис. 2.7 и значения коэффициента требуемой прочности бетона, принимаемого по табл.2 ГОСТ 18105-86* [450] $K_T = 1,07$, составляет значение B = 50.

Прочность, жёсткость и трещиностойкость железобетонных экспериментальных железобетонных конструкций определялись согласно требований ГОСТ 13015-2012 [558] и ГОСТ 8829-94 [559].

Величина жёсткости является общей интегральной характеристикой деформационных свойств конструкций: прогибов и углов поворота. В общем случае величина жёсткости *D* внецентренно сжатых элементов выра-

жается через изгибающий момент M и величину кривизны элемента K с радиусом R по формуле

$$D = \frac{M}{K} = \frac{M}{1/R}.$$
(2.7)

Определение жесткости (D) на опытных образцах предусматривает определение радиуса кривизны (R) с помощью разработанной методики по величинам приращения линейных деформаций на сжатой и растянутой гранях (рис.2.8) [560].



Рис. 2.8. Геометрическая схема определения радиуса кривизны внецентренно сжатых элементов

На экспериментальных образцах сумма прямых КД и ДС равняется 120 мм. Отрезки КР, ЛН и АС, ЕГ составляют 50 % величин полных деформаций соответственно растянутой и сжатой граней на расстоянии *L* (база механического тензометра).

Длина дуги сектора ОВД вычисляется как $BД = 2\alpha \cdot MO$, где MO -радиус окружности (*R*), а 2α – центральный угол в радианах.

Учитывая, минимальное значение $\angle \alpha$ (до полутора минут), длины дуг секторов ОМВ и ОМД принимаются равными 0,5*L* с погрешностью менее 1 %. Они являются катетами соответствующих равных прямоугольных треугольников ОМВ и ОМД.

Из анализа подобных прямоугольных треугольников ОМД, ДАС и ДРК определяется сначала $\angle \alpha$ через отрезки АС и КР, а затем и величина отрезка ОМ (*R*) по формуле:

$$R = \frac{M\Pi}{tg\alpha} = \frac{L}{2tg\alpha}.$$
 (2.9)

После пяти лет натурных экспериментальных исследований все железобетонные опытные образцы были подвергнуты в лабораторных условиях кратковременному испытанию до разрушения на гидравлическом прессе ПММ-125 сжимающей нагрузкой. На центральное сжатие были испытаны тридцать четыре модели колонн, в том числе одиннадцать контрольных образцов без коррозионных продольных трещин, на внецентренное сжатие – тридцать девять моделей колонн, в том числе тринадцать контрольных образцов без коррозионных продольных трещин. Изгибающий момент на двухконсольных колоннах создавался за счёт наличия соответствующих значений эксцентриситета e=40 мм, e=80 мм и e=120 мм между геометрическим центром центральной части колонны и точкой приложения сжимающей нагрузки.

Величины деформации бетона на растянутых и сжатых гранях образцов во время лабораторных кратковременных испытаний определялись с помощью механических тензометров Гугенбергера, расположенных в средней части по высоте двухконсольных колонн. База и цена деления шкалы отсчёта деформаций на механических тензометрах – соответственно составляют 80 мм и 1 мкм. Ширина раскрытия коррозионных продольных трещин измерялась с помощью трубки – микроскопа Бриннеля с точностью отсчёта 25 мкм.

Глубина коррозионного поражения арматуры определялась с помощью индикатора часового типа с иглой с точностью отчёта пять микрон. Для оценки уменьшения диаметра арматурного стержня в результате его коррозии использовался штангенциркуль со стрелочным индикатором с точностью отсчёта десять микрон рис. 2.9.



Рис. 2.9. Штангенциркуль со стрелочным индикатором с ценой деления двадцать микрон

Испытание арматурной стали на растяжение производилось на универсальной испытательной машине ГМС-100А с определением временного сопротивления разрыву, предела текучести и относительного удлинения.

Глубина нейтрализации (карбонизации) бетона и наличие в нём хлоридионов определялись после испытания экспериментальных железобетонных образцов до разрушения способом нанесения на свежий скол бетона соответствующих индикаторов: 0,1 % раствора фенолфталеина в спирте и децинормального раствора азотнокислого серебра. После длительных натурных испытаний железобетонных образцов глубина карбонизации бетона на опытных образцах составляет в среднем 4 мм.

2.3. Длительные экспериментальные натурные исследования изменения геометрических параметров коррозионных продольных трещин на прямых моделях железобетонных колонн

В процессе длительных экспериментальных натурных испытаний железобетонных конструкций анализировались коррозионные продольные трещины в виде измерения на поверхности каждой из граней дифференцированных участков длины коррозионных продольных трещин ℓ_T с определенным значением ширины их раскрытия a_T . Эти геометрические значения коррозионных продольных трещин определяют величины интегральных параметров (ИП), рассчитываемых в виде суммы произведений ширины раскрытия коррозионных продольных трещин a_T на их длину ℓ_T в пределах отдельных дифференцированных участков на поверхности бетона.

Количество изученных дифференцированных участков коррозионных продольных трещин на прямых моделях железобетонных колонн представлены в табл. 2.2 со следующими условными обозначениями опытных конструкций: КК и КБ – соответственно модели с консолями и без консолей Таблица 2.2

№ рисун- ка	Годы измерения	Вид моделей	Количество измеренных коррозионных дифференцированных участков с $a_{\rm T}$ и $l_{\rm T}$, единиц
1	2011-2012-2013	КК	148-652-656
2	2011-2012-2013	КБ	242-651-886

Количество измеренных дифференцированных участков коррозионных продольных трещин на соответствующих моделях колонн

Численные данные натурных измерений в 2011, 2012 и 2013 годах показывают, что величина усреднённых интегральных показателей коррозионных продольных трещин на прямых моделях железобетонных колонн с консолями и без консолей имеют нормальный закон вероятностного распределения (рис. 2.10–2.15).



Рис. 2.10. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений величины интегрального показателя продольных коррозионных трещин на одной модели по 4 граням, усредненных по опытным железобетонным двухконсольным колоннам, полученных в результате измерений в 2011 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{\Pi} = 58,5 \text{ мм}^2$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 27,7 \text{ мм}^2$; асимметрия A=(+0,01); эксцесс E=(-0,298); $\chi^2_{\text{набл}} = 1,715 < \chi^2_{\text{кр}} = 9,5$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соответственно



Рис. 2.11. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений величины интегрального показателя продольных коррозионных трещин на одной модели по 4 граням, усредненных по опытным железобетонным двухконсольным колоннам, полученных в результате измерений в 2012 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{\Pi} = 600 \text{ мм}^2$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 272 \text{ мм}^2$; асимметрия A=(-0,087); эксцесс E=(-0,30); $\chi^2_{\text{набл}} = 0,784 < \chi^2_{\text{кр}} = 9,5$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона



Рис.2.12. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений величины интегрального показателя продольных коррозионных трещин на одной модели по 4 граням, усредненных по опытным железобетонным двухконсольным колоннам, полученных в результате измерений в 2013 году на отдельных опытных железобетонных образцах.

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{\Pi} = 918, 6 \text{ мм}^2$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 299, 4 \text{ мм}^2$; асимметрия *A*=(-0,33); эксцесс *E*=(+0,78); $\chi^2_{\text{набл}} = 0,832 < \chi^2_{\text{кр}} = 9,5$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соответственно



Рис.2.13. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений величины интегрального показателя продольных коррозионных трещин на одной модели по 4 граням, усредненных по опытным железобетонным призматическим колоннам, полученных в результате измерений в 2011 году на отдельных опытных железобетонных образцах.

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{\Pi} = 95,6 \text{ мм}^2$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 37,7 \text{ мм}^2$; асимметрия *А*=(+0,160); эксцесс *E*=(-0,170); $\chi^2_{\text{набл}} = 2,215 < \chi^2_{\text{кр}} = 12,6$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона



Рис.2.14. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений величины интегрального показателя продольных коррозионных трещин на одной модели по 4 граням, усредненных по опытным железобетонным призматическим колоннам, полученных в результате измерений в 2012 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{\Pi} = 1226 \text{ мм}^2$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 319, 6 \text{ мм}^2$; асимметрия A=(+0,430); эксцесс E=(+0,120); $\chi^2_{\text{набл}} = 2,457 < \chi^2_{\text{кр}} = 11,1$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соот-





Рис. 2.15. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений величины интегрального показателя продольных коррозионных трещин на одной модели с 4 граней, усредненных по опытным железобетонным призматическим колоннам, полученных в результате измерений в 2013 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{\Pi} = 1802 \text{ мм}^2$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 378,5 \text{ мм}^2$; асимметрия *A*=(-0,14); эксцесс *E*=(-0,22); $\chi^2_{\text{набл}} = 2,584 < \chi^2_{\text{кр}} = 12,6$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона

Кинетика изменения интегрального параметра $И\Pi = a_T \cdot \ell_T$ в результате коррозии рабочей арматуры, полученного как на одной усреднённой призматической, так и двухконсольной колоннах с четырёх граней, за четыре года экспериментального натурного испытания опытных железобетонных образцов, показано на рис. 2.16.



Рис. 2.16. Кинетика изменения величины интегрального параметра $И\Pi = a_T \cdot \ell_T$ в результате коррозии рабочей арматуры, полученного как на одной усреднённой призматической, так и двухконсольной колоннах с четырёх граней, в процессе экспериментального натурного испытания

Условные обозначения: окружности – призматические колонны. Величина интегрального параметра получена с двадцати трёх опытных образца. Значения координат окружностей по оси абсцисс и по оси ординат соответственно составляют: (2010; 0), (2011; 100), (2012; 1240), (2013; 1720), (2014; 2150).

Треугольники – двухконсольные колонны. Величина интегрального параметра получена с двадцати шести опытных образца. Значения координат треугольников по оси абсцисс и по оси ординат соответственно составляют: (2010;0). (2011; 180), (2012; 630), (2013; 900), (2014; 2020).

Численные результаты, представленные на графике (рис. 2.16), показывают подобный характер кинетики изменения значений интегрального параметра коррозионных продольных трещин, полученных как на одной усреднённой призматической, так и двухконсольной колоннах с четырёх граней в процессе экспериментального натурного испытания в течение четырёх лет.

Величины усреднённых значений ширины максимально раскрытых коррозионных продольных трещин применительно к одной условной грани моделей железобетонных колонн с консолями и без консолей, полученные в результате измерения их на дифференцированных участках в 2011, 2012 и 2013 годах, имеют нормальный закон вероятностного распределения (рис. 2.17–2.22).



Рис. 2.17. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений максимально раскрытых продольных трещин на 4 гранях на дифференцируемых участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным двухконсольным колоннам, полученных в результате измерения в 2011 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{a}_{T}^{\max} = 0,077 \text{ мм}$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 0,031 \text{ мм}$; асимметрия A = (-0,03); эксцесс E = (-0,872); $\chi^{2}_{\text{набл}} = 1,575 < \chi^{2}_{\text{кр}} = 6,0$, где $\chi^{2}_{\text{набл}}$ и $\chi^{2}_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.



Рис. 2.18. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений максимально раскрытых продольных трещин с 4 граней на дифференцируемых участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным двухконсольным колоннам, полученных в результате измерения в 2012 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\bar{a}_{T}^{\max} = 0,372 \text{ мм}$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 0,095 \text{ мм}$; асимметрия A = (-0,120); эксцесс E = (-0,938); $\chi^{2}_{\text{набл}} = 1,756 < \chi^{2}_{\text{кр}} = 11,1$, где $\chi^{2}_{\text{набл}}$ и $\chi^{2}_{\text{кр}}$ – соответственно



Рис. 2.19. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений максимально раскрытых продольных трещин с 4 граней на дифференцируемых участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным двухконсольным колоннам, полученных в результате измерения в 2013 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{a}_{T}^{\max} = 0,619 \text{ мм}$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 0,124 \text{ мм}$; асимметрия A = (-0,208); эксцесс E = (-0,547); $\chi^{2}_{\text{набл}} = 1,789 < \chi^{2}_{\text{кр}} = 15,5$, где $\chi^{2}_{\text{набл}}$ и $\chi^{2}_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.



Рис. 2.20. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений максимальной ширины раскрытия коррозионных продольных трещин на 4 гранях на дифференцированных участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным призматическим колоннам, полученных в результате измерения в 2011 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\bar{a}_{T}^{\max} = 0,126$ мм; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 0,039$ мм; асимметрия A = (-0,097); эксцесс E = (-0,7); $\chi^{2}_{\text{набл}} = 0,528 < \chi^{2}_{\text{кр}} = 9,5$, где $\chi^{2}_{\text{набл}}$ и $\chi^{2}_{\text{кр}}$ – соответственно



Рис.2.21. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений максимально раскрытых коррозионных продольных трещин с 4 граней на дифференцируемых участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным призматическим колоннам, полученных в результате измерения в 2012 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{a}_{T}^{\max} = 0,619$ мм; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 0,138$ мм; асимметрия A = (+0,539); эксцесс E = (-0,900); $\chi^{2}_{\text{набл}} = 2,115 < \chi^{2}_{\text{кр}} = 16,9$, где $\chi^{2}_{\text{набл}}$ и $\chi^{2}_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.



Рис. 2.22. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений максимально раскрытых коррозионных продольных трещин с 4 граней на дифференцируемых участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным призматическим колоннам, полученных в результате измерения в 2013 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{a}_{T}^{\max} = 0,126 \text{ мм}$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 0,110 \text{ мм}$; асимметрия A = (+0,481); эксцесс E = (-0,201); $\chi^{2}_{\text{набл}} = 2,780 < \chi^{2}_{\text{кр}} = 14,1$, где $\chi^{2}_{\text{набл}}$ и $\chi^{2}_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.

Величины усреднённых значений длины максимально раскрытых коррозионных продольных трещин применительно к одной условной грани прямых моделей железобетонных колонн с консолями и без консолей, полученные в результате измерения на дифференцированных участках в 2011, 2012 и 2013 годах, имеют нормальный закон вероятностного распределения (рис.2.23–2.28).

На рис.2.29–2.30 показана кинетика изменения усредненной максимальной величины ширины раскрытия коррозионной продольной трещины $a_{\rm T}$ применительно к одной условной грани, рассчитанной из максимальных значений $a_{\rm T}$ на всех дифференцированных участках, и кинетика изменения усредненной длины коррозионной продольной трещины $\ell_{\rm T}$ применительно к одной условной грани, рассчитанной из максимальных значений $\ell_{\rm T}$ на всех дифференцированных участках соответственно на каждой из четырёх граней железобетонных двухконсольных колонн и на каждой из четырёх граней железобетонных призматических колонн.



Рис. 2.23. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений длины максимально раскрытых продольных трещин с 4 граней на дифференцируемых участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным двухконсольным колоннам, полученных в результате измерения в 2011 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\bar{\ell}_T^{\max} = 5,61 \text{ мм}$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 2,53 \text{ см}$; асимметрия A = (+0,20); эксцесс E = (-0,628); $\chi^2_{\text{набл}} = 1,267 < \chi^2_{\text{кр}} = 15,5$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.



Рис. 2.24. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений длины максимально раскрытых продольных трещин с 4 граней на дифференцируемых участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным двухконсольным колоннам, полученных в результате измерения в 2012 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\ell_T^{\max} = 12,89 \text{ мм}$; среднее квадратическое отклонение $\sigma=3,54 \text{ см}$; асимметрия A=(-0,168); эксцесс E=(-0,564); $\chi^2_{\text{набл}} = 0,379 < \chi^2_{\text{кр}} = 11,1$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.


Рис.2.25. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений длины максимально раскрытых продольных трещин с 4 граней на дифференцируемых участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным двухконсольным колоннам, полученных в результате измерения в 2013 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\bar{\ell}_T^{\max} = 14,15 \text{ мм}$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 3,92 \text{ см}$; асимметрия A = (-0,074); эксцесс E = (-0,597); $\chi^2_{\text{набл}} = 0,917 < \chi^2_{\text{кр}} = 12,6$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соответственно



Рис.2.26. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений длины максимально раскрытых продольных трещин с 4 граней на дифференцируемых участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным призматическим колоннам, полученных в результате измерения в 2011 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\bar{\ell}_T^{\max} = 9,76 \text{ мм}$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 1,80 \text{ см}$; асимметрия A = (-0,252); эксцесс E = (-0,500); $\chi^2_{\text{набл}} = 1,059 < \chi^2_{\text{кр}} = 11,1$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.



Рис. 2.27. Нормальная теоретическая кривая, построенная по выравнивающим частотам (окружности), и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений длины максимально раскрытых продольных трещин с 4 граней на дифференцируемых участках одной модели, усредненных по опытным железобетонным призматическим колоннам, полученных в результате измерения в 2012 году на отдельных опытных железобетонных образцах

Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\bar{\ell}_{T}^{\max} = 14,26 \text{ мм}$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 3,60 \text{ см}$; асимметрия A = (-0,150); эксцесс E = (+0,069); $\chi^{2}_{\text{набл}} = 3,092 < \chi^{2}_{\text{кр}} = 12,6$, где $\chi^{2}_{\text{набл}}$ и $\chi^{2}_{\text{кр}}$ – соответственно





Характеристики нормального вероятностного распределения: математическое ожидание $\bar{\ell}_{T}^{\max} = 17,6 \text{ мм}$; среднее квадратическое отклонение $\sigma = 3,87 \text{ см}$; асимметрия A = (+0,127); эксцесс E = (-0,414); $\chi^{2}_{\text{набл}} = 1,1882 < \chi^{2}_{\text{кр}} = 12,6$, где $\chi^{2}_{\text{набл}}$ и $\chi^{2}_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.



Рис. 2.29 Кинетика изменения усредненной максимальной величины *a*_T применительно к одной условной грани, рассчитанной из максимальных значений *a*_T на всех дифференцированных участках, и усреднённой максимальной величины *ℓ*_T применительно к одной условной грани, рассчитанной из максимальных значений *ℓ*_T на всех дифференцированных участках на каждой из 4 граней железобетонных двухконсольных колонн



Рис. 2.30. Кинетика изменения усредненной максимальной *a_T* применительно к одной условной грани, рассчитанной из максимальных значений *a_T* на всех дифференцированных участках, и усреднённой максимальной величиной *l_T* применительно к одной условной грани, рассчитанной из максимальных значений *l_T* на всех дифференцированных участках на каждой из 4 граней призматических колонн

Графики, представленные на рис. 2.29 и 2.30, показывают практически линейный характер увеличения во времени усреднённых максимальных значений ширины раскрытия и длины коррозионных продольных трещин на всех дифференцированных участках применительно к одной усреднённой грани соответственно на железобетонных двухконсольных и призматических колоннах.

По результатам экспериментальных длительных натурных испытаний прямых моделей железобетонных колонн с консолями и без консолей, представленных на графиках рис. 2.10–2.30, получены следующие выводы:

• статистическое изменение интегрального параметра, максимальных значений ширины раскрытия и длины коррозионных продольных трещин на прямых моделях двухконсольных и призматических железобетонных колонн описывается нормальным законом вероятностного распределения;

• кинетика изменения интегрального параметра, максимальных значений ширины раскрытия и длины коррозионных продольных трещин на дифференцированных участках коррозионных продольных трещин на прямых моделях двухконсольных и призматических железобетонных колонн имеет условную линейную зависимость от периода испытания;

• характер изменения численных значений геометрических характеристик коррозионных продольных трещин во время испытания показывает, что продукты электрохимического процесса коррозии стали не препятствуют протеканию коррозионного процесса на поверхности арматуры.

3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ НА ПРЯМЫХ МОДЕЛЯХ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ ДЕЙСТВИИ КРАТКОВРЕМЕННОЙ ЦЕНТРАЛЬНО ПРИЛОЖЕННОЙ СЖИМАЮЩЕЙ НАГРУЗКИ

3.1. Деформационные и прочностные характеристики опытных призматических железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки

Кинетика прироста абсолютных деформаций на опытных железобетонных призматических колоннах при действии кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки до разрушающей величины, техническое состояние опытных железобетонных конструкций с коррозионными продольными трещинами перед началом и после завершения лабораторных кратковременных испытаний, техническое состояние арматурных каркасов, извлечённых из опытных железобетонных образцов по окончании экспериментальных испытаний для соответствующих номеров опытных железобетонных призматических колонн представлены на соответствующих номерах рисунков: №1 на рис 3.1–3.3; №22 на рис. 3.4–3.6; №20 на рис. 3.7-3.10; №12 на рис. 3.11-3.14; №11 на рис. 3.15-3.18; №13 на рис 3.19-3.22; №9 на рис. 3.23-3.26; №6 на рис. 3.27-3.30; №17 на рис. 3.31–3.34; №4 на рис. 3.35–3.38; №14 на рис. 3.39–3.41; №18 на рис. 3.42-3.45; №2 на рис. 3.46-3.49; №21 на рис. 3.50-3.53; №3 на рис. 3.54–3.57; №10 на рис. 3.58–3.60; №15 на рис. 3.61–3.64; №8 на рис. 3.65–3.67; №5 на рис. 3.68–3.71; №23 на рис. 3.72–3.75; №16 на рис. 3.76–3.78; №7 на рис. 3.79–3.82; №19 на рис 3.83–3.85.



Рис. 3.1. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 1 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 385), (10; 955), (15; 1400), (20; 1830), (25; 2775), (30; 2770), (35; 3610), (37, 4640).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 107, 5 \cdot P - 152, 5$, где ΔL в мкм, P в тоннах. Относительная деформация сжатия железобетонного образца при разрушающей нагрузке $P_{\text{разр}} = 37$ тонн $\varepsilon = 0,4640$ см/100 см = $460 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4640$ мкм/37тонн = 125 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =52,1 МПа.



Рис. 3.2. Призматическая железобетонная колонна № 1 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.3. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 1, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.4. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 22 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.5. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 22 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 410), (10; 880), (15; 1375), (20; 1845), (25; 2345), (30; 2795), (35, 3365), (40; 3435), (41; 3463).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 28 + 85, 17 \cdot P$, где ΔL в мкм, P в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 41$ тонна $\varepsilon = 0,3463/100 \text{ см} = 436 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3463$ мкм/41тонна = 84 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 50,6$ МПа.



Рис. 3.6. Призматическая железобетонная колонна № 22 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.7. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 20 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.8. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 20 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки.

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 900), (10; 1800), (15; 2340), (20; 2800), (25; 3240), (30; 3640), (35; 4070), (40; 4750).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 350 + 110 \cdot P$, где ΔL в мкм, P в тоннах. Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 40$ тонн $\varepsilon = 0,4750$ см/100 см = $475 \cdot 10^{-5}$. Усреднённый прирост абсолютных деформаций на

одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{\rm ycp} = 4750 {\rm мкm}/40 {\rm тоннa} = 119 {\rm мкm}/{\rm тоннa}$.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =50,8 МПа.



Рис. 3.9. Призматическая железобетонная колонна № 20 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.10. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 20, после экспериментальных испытаний



Рис.3.11. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 12 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки.



Рис. 3.12. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 12 с размерами 1000х120х120 мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 525), (10; 1195), (15; 1715), (20; 2185), (25; 2685), (30; 3225), (35, 3885).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 112 \cdot P - 35$, где ΔL в мкм, P в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 35$ тонн $\varepsilon = 0.3885$ см/100 см $= 389 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3885$ мкм/35тонн = 111 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 51,9$ МПа.



Рис. 3.13. Призматическая железобетонная колонна № 12 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.14. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 12, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.15. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 11 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.16. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 11 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки.

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 340), (10; 840), (15; 1320), (20; 1740), (25; 2220), (30; 2550), (35, 2960), (40; 3460).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 89, 14 \cdot P - 106$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 40$ тонн $\varepsilon = 0,3460$ см/100 см = $346 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3460$ мкм/40тонн = 87 мкм/тонна Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,7$ МПа.



Рис. 3.17. Призматическая железобетонная колонна № 11 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.18. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 11, после экспериментальных испытаний

Рис. 3.19. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 13 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки





Рис. 3.20. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 13 с размерами 1000х120х120 мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 780), (10; 1460), (15; 2010), (20; 2520), (25; 3010), (30; 3580), (35; 4190), (40; 4720).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 112, 57 \cdot P + 217$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 40$ тонн $\varepsilon = 0,4720$ см/100 см = $472 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{\rm vcp}=4720{\rm MKM}/40{\rm Tohh}=118{\rm MKM}/{\rm Tohha}$.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =53,6МПа.



Рис. 3.21. Призматическая железобетонная колонна № 13 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.22. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны №13, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.23. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 9 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.24. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 9 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 330), (10; 840), (15; 1410), (20; 1980), (25; 2510), (30; 3050), (35, 3520), (40; 4020), (41; 4189).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 107, 19 \cdot P - 206$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 41$ тонна $\varepsilon = 0,4189$ см/100см = $419 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4189$ мкм/41тонна = 102 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =53,3 МПа.



Рис. 3.25. Призматическая железобетонная колонна № 9 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.26. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 9, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.27. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 6 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.28. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 6 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 270), (10; 820), (15; 1310), (20; 1750), (25; 2180), (30; 2690), (35, 3420), (38; 3810).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 107, 27 \cdot P - 266$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 38$ тонн $\varepsilon = 0,3810$ см/100 см $= 381 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{vep} = 3810$ мкм/38тонн = 100 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 49,8$ МПа.



Рис. 3.29. Призматическая железобетонная колонна № 6 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.30. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 6, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.31. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 17 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.32. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне №17 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 650), (10; 1370), (15; 2020), (20; 2630), (25; 3120), (30; 3740), (35, 4450), (40; 5100).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 14 + 127, 14 \cdot P$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 40$ тонн $\varepsilon = 0,5100$ см/100 см $= 510 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 5100$ мкм/40 тонн = 128 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 52,7$ МПа.



Рис. 3.33. Призматическая железобетонная колонна № 17 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.34. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны №17, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.35. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 4 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.36. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 4 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 510), (10; 950), (15; 1420), (20; 2025), (25; 2390), (30; 2840), (35, 3450), (40; 3900).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 26 + 96, 86 \cdot P$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 40$ тонн $\varepsilon = 0,3900$ см/100 см = $390 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3900$ мкм/40тонн = 98 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,1$ МПа.



Рис. 3.37. Призматическая железобетонная колонна № 4 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.38. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 4, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.39. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 14 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.40. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 14 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки.

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 520), (10; 1140), (15; 1710), (20; 2250), (25; 2810), (30; 3305), (35, 3810), (40; 4430).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 111, 71 \cdot P - 39$, где ΔL в мкм, P - в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 40$ тонн $\varepsilon = 0,4430$ см/100 см = $443 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4430$ мкм/40тонн = 111мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =52,4 МПа.



Рис. 3.41. Призматическая железобетонная колонна № 14 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.42. Техническое состояние призматической железобетонной колонны №18 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.43. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне №18 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 550), (10; 1120), (15; 1740), (20; 2335), (25; 2890), (30; 3390), (35, 3910), (40; 4420), (41; 4546).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 111,00 \cdot P - 5$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 41$ тонна $\varepsilon = 0,4546$ см/100см = $455 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4546$ мкм/41тонн = 111 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,5$ МПа.



Рис. 3.44. Призматическая железобетонная колонна №18 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.45. Призматическая железобетонная колонна №18 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



4500 Прирост абсолютных деформаций ∆L. 4200 3900 3600 3300 3000 2700 2400 2100 1800 1500 1200 900 600 300 0 0 5 10 15 20 35 45 25 30 40 Нагрузка сжатия Р, тонны

Рис. 3.46. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 2 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом

приложенной сжимающей нагрузки

Рис. 3.47. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 2 с размерами 1000x120x120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки.

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 880), (10; 1650), (15; 2080), (20; 2440), (25; 2850), (30; 3210), (35, 3710), (40; 4260), (41; 4420).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 388 + 98, 33 \cdot P$, где ΔL в мкм, P в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{разр}} = 41$ тонна $\varepsilon = 0,4420 \text{ cm}/100 \text{ cm} = 442 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{\rm ver} = 4420$ мкм/41 тонн = 108 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,4$ МПа.



Рис. 3.48. Призматическая железобетонная колонна № 2 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.49. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 2, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.50. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 21 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.51. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 21 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 670), (10; 1130), (15; 1685), (20; 2230), (25; 2635), (30; 3100), (35, 3550), (40; 4220), (41; 4380).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 155 + 103, 06 \cdot P$, где ΔL в мкм, P в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 41$ тонна $\varepsilon = 0,4380$ см/100см = $438 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4380$ мкм/41тонн = 107 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,9$ МПа.



Рис. 3.52. Призматическая железобетонная колонна № 21 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.53. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 21, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.54. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 3 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.55. Кинетика прироста абсолютных деформаций на железобетонной призматической колонне № 3 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 370), (10; 725), (15; 1090), (20; 1460), (25; 1800), (30; 2160), (35, 2535), (40; 2985), (41; 3105).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 75,97 \cdot P - 10$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 41$ тонна $\varepsilon = 0,3105$ см/100см = $311 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3105$ мкм/41 тонн = 76 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 54,8$ МПа.



Рис. 3.56. Призматическая железобетонная колонна № 3 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой







Рис. 3.58. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 10 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.59. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 10 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 450), (10; 765), (15; 1145), (20; 1400), (25; 1705), (30; 1960), (35, 2300), (40; 2610), (41; 2805).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 123 + 65, 42 \cdot P$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 41$ тонна

 $\varepsilon = 0,2805 \text{cm}/100 \text{cm} = 281 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{\rm ycp} = 2805$ мкм/41 тонн = 68 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение _____

прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =55,6 МПа.



Рис. 3.60. Разрушение призматической железобетонной колонны № 10 с коррозионными продольными трещинами в опорной зоне после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.61. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 15 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.62. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 15 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 515), (10; 1310), (15; 1940), (20; 2615), (25; 3160), (30; 3930), (35, 4615), (40; 5220), (41; 5360).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 134 \cdot P - 158$, где ΔL в мкм, P в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 41$ тонна $\varepsilon = 0,5360$ см/100см = $563 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 5360$ мкм/41тонна = 131мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =54,3 МПа.



Рис. 3.63. Призматическая железобетонная колонна № 15 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.64. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 15, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.65. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 8 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.66. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 8 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 480), (10; 990), (15; 1340), (20; 1795), (25; 2150), (30; 2650), (35, 2980), (40; 3420), (41; 3420).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 60 + 84,00 \cdot P$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 40$ тонн $\varepsilon = 0,3420$ см/100 см = $342 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3420$ мкм/40тонн = 86. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 52,6$ МПа.



Рис. 3.67. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны №8, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.68. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 5 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.69. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 5 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 290), (10; 955), (15; 1260), (20; 1710), (25; 2315), (30; 2805), (35, 3230), (40; 3745).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 98, 71 \cdot P - 204$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 40$ тонн $\varepsilon = 0,3745$ см/100 см = $375 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3745/40$ тонн = 94 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} = 52,9 МПа.



Рис. 3.70. Призматическая железобетонная колонна № 5 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.71. Разрушение призматической железобетонной колонны № 5 с коррозионными продольными трещинами в опорной зоне после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.72. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 23 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.73. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 23 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 630), (10; 1210), (15; 1690), (20; 2125), (25; 2585), (30; 3040), (35, 3635), (36; 3745).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 128 + 100, 48 \cdot P$, где ΔL в мкм, P в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 36$ тонн $\varepsilon = 0,3745$ см/100 см = $375 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3745/36$ тонн =104 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочно-

сти бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} = 49,5 МПа.



Рис. 3.74. Призматическая железобетонная колонна № 23 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой




Рис. 3.75. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 23, после экспериментальных испытаний

Рис. 3.76. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 16 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 550), (10; 1150), (15; 1670), (20; 2090), (25; 2705), (30; 3230), (35, 3640), (40; 4235).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 24 + 105, 29 \cdot P$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 40$ тонн $\varepsilon = 0,4235$ см/100 см = $424 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4235/40$ тонн = 106 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,3$ МПа.



Рис. 3.78. Призматическая железобетонная колонна № 16 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой. Фрагмент разрушения в опорной зоне



Рис. 3.79. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 7 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.80. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 7 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 560), (10; 1055), (15; 1620), (20; 2040), (25; 2550), (30; 3070), (35, 3670), (40; 4215).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 38 + 104, 42 \cdot P$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{pa3p} = 40$ тонн $\varepsilon = 0,4215 cm/100 cm = 422 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4215/40$ тонн = 105 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 50,6$ Мпа



Рис. 3.81. Призматическая железобетонная колонна № 7 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.82. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны №7, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.83. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 19 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.84. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 19 с размерами 1000х120х120мм с коррозионными продольными трещинами при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 470), (10; 1060), (15; 1530), (20; 2060), (25; 2430), (30; 2920), (35, 3430), (40; 3980), (41; 4130).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 101, 67 \cdot P - 38$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 41$ тонна $\varepsilon = 0,4130$ см/100см = $413 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4130/41$ тонна = 101 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =55,8 МПа.



Рис. 3.85. Призматическая железобетонная колонна № 19 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой. Фрагмент разрушения в опорной зоне

3.2. Обобщающие значения деформационных и прочностных характеристик опытных призматических железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки

Относительные деформации сжатия на призматических железобетонных колоннах с коррозионными продольными трещинами в зависимости от величины центрально приложенной кратковременной разрушающей нагрузки сжатия приведены на рис. 3.86.

На рис. 3.87 представлены значения абсолютных деформаций, приведённые к одной тонне сжимающей нагрузки, на призматических железобетонных колоннах с коррозионными продольными трещинами в зависимости от величины кратковременной центрально приложенной разрушающей нагрузки сжатия.



Рис. 3.86. Изменение относительных деформаций сжатия призматических железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона в зависимости от величины кратковременной центрально приложенной разрушающей нагрузки

Условные обозначения окружности – образцы с номерами приведённых в табл.3.2 и отмеченные в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсцисс: 385×10^{-5} , $41(N_{2}9)$; 385×10^{-5} , $41(N_{2}9)$; 394×10^{-5} , $41(N_{2}10)$; 398×10^{-5} , $41(N_{2}21)$; 402×10^{-5} , $41(N_{2}22)$; 404×10^{-5} , $40(N_{2}13)$; 406×10^{-5} , $40(N_{2}18)$; 410×10^{-5} , $41(N_{2}2)$; 412×10^{-5} , $40(N_{2}4)$; 416×10^{-5} , $40(N_{2}1)$; 418×10^{-5} , $41(N_{2}5)$; 420×10^{-5} , $40(N_{2}7)$; 424×10^{-5} , $40(N_{2}14)$; 424×10^{-5} , $40(N_{2}16)$; 428×10^{-5} , $40(N_{2}8)$; 432×10^{-5} , $40(N_{2}20)$; 440×10^{-5} , $40(N_{2}14)$; 424×10^{-5} , $40(N_{2}5)$; 460×10^{-5} , $37(N_{2}1)$; 469×10^{-5} , $35(N_{2}12)$; 472×10^{-5} , $36(N_{2}23)$; 479×10^{-5} , $38(N_{2}6)$. Уравнение регрессии для индекса окружность: $P_{pasp} = 74,065 - 0,080 \cdot \varepsilon$.





Условные обозначения окружности – образцы с номерами приведённых в табл. 3.2 и отмеченные в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсцисс: 94, 41(№9); 95, 41(№1043); 96,41(№10); 97,41(№21); 98,41(№22); 99,41(№18); 100,41(№2); 100,40(№13); 102,41(№15); 103,40(№4); 104,40(№11); 105,40(№7); 106,40(№14); 106,40(№16); 107,40(№8); 108,40(№20); 110,40(№17); 111,40(№5); 125,37(№1); 126, 38(№16); 131, 36(№23); 134, 35(№12). Уравнение регрессии для индекса окружность: $P_{\text{пазр}} = 58,586 - 0,172 \cdot \Delta \ell$.

Влияние численных значений геометрического интегрального параметра коррозионных продольных трещин на изменение величины кратковременной центрально приложенной разрушающей нагрузки показано в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Геометрические характеристики дифференцированных участков коррозионных продольных трещин на поверхности защитного слоя бетона, измеренных с четырёх граней призматических железобетонных колонн и приведённых по отношению к одному образцу

		1Па	имающая	Суммар образи продс	оные знач цов геоме ольных тр	ения по че грических ещин в пр уч	етырём гр характер ределах ди астков	аням желе истик кор фференци	езобето розион прованн	нных ных њіх
		ξ, N	н сж	ширина зионны	раскрыти іх трешин	ия корро-	длина треп	коррозион тины £т. м	нои м	4M ²
№ п/ п	№ образца	Усреднённая прочность бетона <i>К</i>	Разрушающая центрально приложенная нагрузка <i>P</i> , т	Количество дифференцированных участков с соответствующими ат и $\ell_{\rm T}$	$\frac{a_{\rm T}^{\rm max}}{a_{\rm T}^{\rm min}},$ $\frac{\rm MM}{\rm MM}$	Среднеарифметическое значение со всех дифференцированных участков a_{T}^{ep} , мм	$\frac{\ell_{\rm T}^{\rm max}}{\ell_{\rm T}^{\rm min}},$ $\frac{\rm MM}{\rm MM}$	Среднеарифметическое значение со всех дифференцированных участков ℓ_{T}^{ep} , мм	Σℓ _T , MM	Интегральный параметр ИП= $\Sigma \cdot a_T \cdot \ell_T$, _м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1 22.09.10	52,1	37	21	$\frac{1,2}{0,2}$	0,609	$\frac{530}{14}$	159	3670	2450
2	22 13.10.10	50,6	41	28	$\frac{1,8}{0,15}$	0,654	$\frac{370}{40}$	349	3360	2040
3	20 11.10.10	50,8	40	26	$\frac{1,2}{0,15}$	0,570	$\frac{890}{15}$	144	3461	2230

Окончание табл. 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	12 4.10.10	51,9	35	32	$\frac{1,3}{0,15}$	0,609	$\frac{300}{40}$	118	3760	2650
5	11 2.10.10	53,7	40	26	$\frac{1,3}{0,1}$	0,573	$\frac{580}{30}$	159	3310	2170
6	13 4.10.10	53,6	40	25	$\frac{1,2}{0,1}$	0,568	$\frac{730}{30}$	159	3420	2270
7	9 30.09.10	53,3	41	26	$\frac{1,0}{0,2}$	0,569	$\frac{250}{21}$	141	3200	1960
8	6 28.09.10	49,8	38	28	$\frac{1,0}{0,15}$	0,489	$\frac{370}{30}$	132	3620	2350
9	17 7.10.10	52,7	40	29	$\frac{1,2}{0,1}$	0,558	$\frac{300}{20}$	111	3330	2130
10	4. 26.09.10	53,1	40	26	$\frac{1,00}{0,15}$	0,406	$\frac{350}{30}$	132	3370	2220
11	14 6.10.10	52,4	40	23	$\frac{1,00}{0,15}$	0,599	$\frac{350}{50}$	166	3280	2180
12	18 9.10.10	53,5	41	24	$\frac{1,00}{0,15}$	0,419	$\frac{620}{30}$	153	3310	2050
13	2 24.09.10	53,4	41	33	$\frac{1,1}{0,1}$	0,432	$\frac{260}{40}$	125	3210	1950
14	21 11.10.10	53,9	41	23	$\frac{1,0}{0,1}$	0,524	$\frac{630}{40}$	173	3340	2070
15	3 24.09.10	54,8	41	22	$\frac{1,2}{0,25}$	0,546	$\frac{720}{60}$	231	3220	1930
16	10 2.10.10	55,6	41	28	$\frac{1,2}{0,2}$	0,568	$\frac{350}{20}$	104	3300	2080
17	15 6.10.10	54,3	41	26	$\frac{1,00}{0,3}$	0,569	$\frac{340}{50}$	120	3180	1920
18	8 30.09.10	52,6	40	20	$\frac{1,1}{0,2}$	0,572	$\frac{730}{50}$	239	3450	2292
19	5 26.09.10	52,9	40	24	$\frac{1,0}{0,2}$	0,472	$\frac{270}{40}$	120	3480	2250
20	16 7.10.10	53,3	40	25	$\frac{1,5}{0,25}$	0,540	$\frac{500}{50}$	127	3380	2200
21	23 3.10.10	49,5	36	23	$\frac{1,8}{0,15}$	0,776	$\frac{350}{60}$	146	3650	2500
22	7 28.09.10	50,6	40	24	$\frac{0,9}{0,1}$	0,495	$\frac{290}{40}$	122	3460	2190

							Оконч	ание	таол	l. 3 .1
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	19 9 10 10	55,8	41	24	$\frac{0,9}{0.35}$	0,638	$\frac{680}{60}$	178	3250	1990

2

Примечание: с четырех граней двадцати трёх призматических колонн усреднённые величины среднеарифметических значений по отношению к одному образцу на четырёх гранях составляют соответствующие численные значения геометрических характеристик дифференцированных участков коррозионных продольных трещин: количество дифференцированных участков с равными значениями $a_{\rm T} - 26$ единиц (6,5 единиц на один погонный метр рабочей арматуры); отношение среднеарифметических значений – $a_{\rm T}^{\rm max}/a_{\rm T}^{\rm min} = 1,17$ мм/0,17мм; среднеарифметические значения $\overline{a}_{\rm T}^{\rm cp} = 0,554$ мм и $\frac{\ell_{\rm T}^{\rm max}}{\ell_{\rm min}^{\rm min}} = 464$ мм/37мм; среднеарифметические значения длины коррозионных продоль-

ных трещин в пределах дифференцированного участка $\overline{\ell_{\rm T}^{\rm cp}} = 157$ мм; суммарная длина коррозионных продольных трещин $\Sigma \ell_{\rm T} = 3392$ мм (соответственно на одном погонном метре рабочей арматуры $\Sigma \ell_{\rm TIM} = 848$ мм); интегральный параметр ИП= 2177мм² (на одном погонном метре рабочей арматуры ИП_{пм} = 544мм²).

Влияние интегрального параметра, характеризующего площадь раскрытия коррозионной продольной трещины, усреднённого для четырёх граней одной призматической колонны с двадцати трёх опытных образцов, на изменение величины кратковременной центрально приложенной разрушающей нагрузки сжатия представлено на рис.3.88.



Рис. 3.88. Влияние интегрального параметра $И\Pi = a_T \cdot \ell_T$, усреднённого для четырёх граней одной призматической колонны с двадцати трёх опытных образцов, на изменение величины кратковременной центрально приложенной разрушающей нагрузки сжатия

Условные обозначения окружностей с номерами в скобках, приведённых в табл. 3.1, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсцисс: 1920,41(№22); 1930, 41(№3); 1950,41(№2); 1960,41(№9); 1990,41(№19); 2040, 41(№22); 2050, 41(№18); 2070, 41(№21); 2080,41(№10); 2130, 40(№17); 2170, 40(№11); 2180, 40(№14); 2190, 40(№7); 2200, 40(№16); 2230, 40(№40); 2250, 40(№5); 2270, 40(№13); 2292, 40(№8); 2350, 38(№6); 2450, 37(№1); 2500, 36(№23); 2650, 35(№12). Уравнение регрессии: $P = 61,066 - 0,0098 \cdot ИП$.

Обобщающие значения деформационных и прочностных характеристик призматических железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной центрально приложенной нагрузки сжатия приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Численные значения деформационных характеристик призматических железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона при действии центрально приложенной сжимающей нагрузки

				Деформационные	е характеристики
№ п/п	Название образца	Разрушающая нагрузка сжатия, Р _{разр} , тонны	Средняя прочность бетона \overline{R} , МПа	Относительные деформации сжатия ε · 10 ⁻⁵ при Р _{разр}	ных образцов Абсолютные деформации сжатия на одну тонну сжимающей нагрузки ∆ℓ, мкм/т
1	2	3	4	5	6
1	№1 22.09.10	37	52,1	460	125
2	№22 13.10.10	41	50,6	436	84
3	№20 11.0.10	40	50,8	475	119
4	№12 4.10.10	35	51,9	389	111
5	№11 2.10.10	40	53,7	346	87
6	№13 4.10.10	40	53,6	472	118
7	№9 30.09.10	41	53,3	419	102
8	№6 28.09.10	38	49,8	381	100
9	№17 7.10.10	40	52,7	510	128
10	№4 26.09.10	40	53,1	390	98
11	№14 6.10.10	40	52,4	443	111
12	№18 9.10.10	41	53,5	455	111
13	№2 24.09.10	41	53,4	442	108
14	№21 11.10.10	41	53,9	438	107
15	№ <u>3 24.09.10</u>	41	54,8	311	76
16	№10 2.10.10	41	55,6	281	68
17	№15 6.10.10	41	54,3	563	131
18	№8 30.09.10	40	52,6	342	86

190

1	2	3	4	5	6
19	№5 26.09.10	40	52,9	375	94
20	№23 13.10.10	36	49,5	375	104
21	№16 7.10.10	40	53,3	424	106
22	№7 28.09.10	40	50,6	422	105
23	№19 9.10.10	41	55,8	413	101
Cpe,	днеарифмети-	Σ915 20.782	Σ12142 52.70	Σ9562 415 720	$\Sigma 2380$ 102 478
ческ	сие значения				$\frac{103,478}{23}$
по ,	двадцати трём				
обра	азцам				

Окончание табл. 3.2

3.3. Деформационные и прочностные характеристики опытных призматических железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки

Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматических железобетонных колоннах, не имеющих коррозионных продольных трещин, при кратковременном воздействии до величины их разрушения центрально приложенной сжимающей нагрузки, техническое состояние опытных железобетонных конструкций до начала и после окончания лабораторных кратковременных испытаний, техническое состояние арматурных каркасов, извлечённых из опытных железобетонных образцов после экспериментальных испытаний, представлены на соответствующих рисунках для соответствующих номеров опытных призматических железобетонных колонн: №29 на рис. 3.89–3.91; №27 на рис. 3.92–3.94; №30 на рис. 3.95–3.98; №33 на рис. 3.99–3.102; №34 на рис. 3.103–3.106; №32 на рис. 3.107–3.110; №25 на рис. 3.111–3.114; №31 на рис. 3.115–3.118; №24 на рис. 3.119–3.122; №26 на рис. 3.123–3.125; №28 на рис. 3.126–3.129.



Рис. 3.89. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 29 с размерами 1000х120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки.

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 380), (10; 680), (15; 1040), (20; 1495), (25; 1810), (30; 2210), (35, 2540), (40; 2850), (45; 3260), (47; 3420). Уравнение регрессии : $\Delta L = 18 + 72, 38 \cdot P$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 47$ тонн $\varepsilon = 0.3420$ см/100 см = $342 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3420$ мкм/47тонн = 73 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 54,4$ МПа.



Рис. 3.90. Призматическая железобетонная колонна № 29 (снизу на фотографии) без коррозионных продольных трещин после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.91. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 29, без коррозионных продольных трещин после экспериментальных испытаний



Рис. 3.92. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 27 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.93. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 27 с размерами 1000х120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 390), (10; 960), (15; 1500), (20; 2080), (25; 2570), (30; 2930), (35, 3330), (40; 3770), (45; 4390). Уравнение регрессии : $\Delta L = 103, 17 \cdot P - 126$, где ΔL в мкм, *P* – в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 46$ тонн $\varepsilon = 0,4620$ см/100 см = $426 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4620$ мкм/46тонн = 100 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =54,2 МПа.





Рис. 3.94. Призматическая железобетонная колонна № 27 без коррозионных продольных трещин после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой. Фрагмент разрушения в опорной зоне



Рис. 3.95. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 30 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.96. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 30 с размерами 1000х120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 240), (10; 690), (15; 1350), (20; 1760), (25; 2180), (30; 2550), (35, 3060), (40; 3480), (43; 3940).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 97, 37 \cdot P - 249$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 43$ тонны $\varepsilon = 0,3940$ см/100 см = $394 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{\rm vcp} = 3940$ мкм/43 тонны = 92 мкм/тонна

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =49,6 МПа.



Рис. 3.97. Призматическая железобетонная колонна № 30 без коррозионных продольных трещин после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой





Рис. 3.98. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 30 без коррозионных продольных трещин, после экспериментальных испытаний

Рис. 3.99. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 33 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.100. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 33 с размерами 1000х120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 320), (10; 615), (15; 1010), (20; 1420), (25; 1660), (30; 2050), (35, 2480), (40; 2760), (45; 3140), (46; 3260).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 71, 71 \cdot P - 39$, где ΔL в мкм, P – в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 46$ тонн $\varepsilon = 0,3260$ см/100 см = $326 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{yep} = 3260$ мкм/46тонн = 71мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 56,0$ МПа.



Рис. 3.101. Призматическая железобетонная колонна № 33 без коррозионных продольных трещин после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.102. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 33 без коррозионных продольных трещин, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.103. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 34 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.104. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 34 с размерами 1000х120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 370), (10; 755), (15; 1215), (20; 1640), (25; 1990), (30; 2350), (35, 2770), (40; 3165), (44; 3305).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 79,86 \cdot P - 29$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 44$ тонны $\varepsilon = 0.3705$ см/100 см = $371 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3705$ мкм/41тонн = 84 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 51,3$ МПа.



Рис. 3.105. Призматическая железобетонная колонна № 34 без коррозионных продольных трещин после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой





Рис. 3.106. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 34 без коррозионных продольных трещин, после экспериментальных испытаний

Рис. 3.107. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 32 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.108. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 32 с размерами 1000х120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 310), (10; 570), (15; 870), (20; 1040), (25; 1285), (30; 1540), (35, 1800), (40; 2070), (44; 2325). Уравнение регрессии : $\Delta L = 52 + 51, 67 \cdot P$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 44$ тонны $\varepsilon = 0,2325$ см/100 см = $233 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{yep} = 2325$ мкм/44тонны = 53 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =53,3МПа.



Рис. 3.109. Призматическая железобетонная колонна № 32 без коррозионных продольных трещин после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.110. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны №32 без коррозионных продольных трещин, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.111. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 25 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.112. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 25 с размерами 1000х120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 335), (10; 860), (15; 1360), (20; 1880), (25; 2300), (30; 2675), (35, 2995), (40; 3340), (45; 3715), (50; 4190), (51; 4300).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 86, 20 \cdot P - 96$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{pasp} = 51$ тонна $\varepsilon = 0.4300 c_M / 100 c_M = 430 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4300/51$ тонна = 84,3 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 55,7$ МПа.



Рис. 3.113. Призматическая железобетонная колонна № 25 без коррозионных продольных трещин после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.114. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 25 без коррозионных продольных трещин, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.115. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 31 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.116. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 31 с размерами 1000х 120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты: (5; 295), (10; 620), (15; 970), (20; 1280), (25; 1610), (30; 2020), (35, 2205), (40; 2696), (45; 3070).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 69, 38 \cdot P - 52$, где ΔL в мкм, P в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 45$ тонн $\varepsilon = 0,3070$ см/100 см = $307 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 3070/45$ тонн = 68 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} =51,2 МПа.



Рис. 3.117. Призматическая железобетонная колонна № 31 без коррозионных продольных трещин после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.118. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны №31 без коррозионных продольных трещин, после экспериментальных испытаний



Рис. 3.119. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 24 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.120. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 24 с размерами 1000х120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 300), (10; 720), (15; 1225), (20; 1645), (25; 2010), (30; 2380), (35, 2830), (40; 3215), (45; 3770), (50; 4200). Уравнение регрессии : $\Delta L = 86, 67 \cdot P - 133$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 50$ тонн $\varepsilon = 0,4200$ см/100 см $= 420 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{yep} = 4200/50$ тонн = 84 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} = 56,6 МПа.



Рис. 3.121. Призматическая железобетонная колонна № 24 без коррозионных продольных трещин после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 3.122. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 24 без коррозионных продольных трещин, после экспериментальных испытаний

Рис. 3.123. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 26 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.124. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 26 с размерами 1000х120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 315), (10; 950), (15; 1720), (20; 2135), (25; 2510), (30; 2975), (35, 3365), (40; 3985), (45; 4500).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 104, 63 \cdot P - 208$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 45$ тонн $\varepsilon = 0,4500$ см/100 см = $450 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 4500/45$ тонн = 100 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} = 50,3 МПа



Рис. 3.125. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 26 без коррозионных продольных трещин, после экспериментальных испытаний



Рис.3.126. Техническое состояние призматической железобетонной колонны № 28 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом воздействия кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки



Рис. 3.127. Кинетика прироста абсолютных деформаций на призматической железобетонной колонне № 28 с размерами 1000х120х120мм без коррозионных продольных трещин при кратковременном центральном сжатии до величины разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений приведены в порядке соответственно по осям абсциссы и ординаты:(5; 280), (10; 470), (15; 810), (20; 990), (25; 1260), (30; 1500), (35, 1760), (40; 2060), (45; 2365).

Уравнение регрессии : $\Delta L = 19 + 52, 13 \cdot P$, где ΔL в мкм, P – в тоннах.

Относительная деформация сжатия при разрушающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 45$ тонн $\varepsilon = 0,2365$ см/100 см $= 237 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций на одну тонну сжимающей нагрузки: $\Delta L_{ycp} = 2365/45$ тонн = 53 мкм/тонна. Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром \overline{R} = 52,9 МПа.



Рис.3.128. Призматическая железобетонная колонна № 28 без коррозионных продольных трещин после окончания испытания до разрушения кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузкой



Рис.3.129. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из призматической железобетонной колонны № 28 без коррозионных продольных трещин, после экспериментальных испытаний

3.4. Обобщающие значения деформационных и прочностных характеристик опытных призматических железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки

Обобщающие значения деформационных и прочностных характеристик опытных железобетонных призматических колонн без коррозионных продольных трещин при действии центрально приложенной сжимающей нагрузки показаны на рис. 3.130, 3.131 и в табл. 3.3.



Рис. 3.130. Относительные деформации сжатия призматических железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин в зависимости от величины кратковременной центрально приложенной разрушающей нагрузки

Условные обозначения: треугольники – железобетонные образцы с номерами, приведённые в табл.3.3 и отмеченные в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения их по оси абсцисс: [233, 44, (Nold 23)]; [237, 45,(Nold 28)]; [307, 51(Nold 21)]; [326, 46, (Nold 23)]; [342, 47, (Nold 29)]; [350, 46, (Nold 27)]; [369, 45, (Nold 26]); [371,44, (Nold 24)]; [394,43, (Nold 20)]; [420, 50, (Nold 24)]; [430, 51, (Nold 25)].



Рис. 3.131. Абсолютные деформации сжатия на призматических железобетонных колоннах при отсутствии коррозионных продольных трещин, приведённые к одной тонне сжимающей нагрузки, в зависимости от величины кратковременной центрально приложенной разрушающей нагрузки

Условные обозначения. Треугольники – железобетонные образцы с номерами, приведённые в табл.3.3 и отмеченные в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения их по оси абсцисс:[53, 44, (№32)]; [53, 45, (№28)]; [68,45, (№31)]; [71,46, (№33)]; [73,47, (№29)]; [76, 46, (№27)]; [82,45, (№26)]; [84,50, (№24)]; [84,51, (№25)]; [84,44, (№34)]; [92,43, (№30)].

Обобщающие численные значения деформационных характеристик призматических железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин в зависимости от величины кратковременной центрально приложенной разрушающей нагрузки представлены в табл.3.3.

Таблица 3.3 Значения деформационных характеристик призматических железобетонных колонн при отсутствии коррозионных продольных трещин в зависимости от величины кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки

		T	T . T	T	
				Деформационные	характеристики
				железобетонн	ых образцов
No		Разрушающая	Сиелида пилиность		Абсолютные
	Название образца	нагрузка сжатия,		Относительные	деформации
11/11		$P_{ m pa3p}$, tohhbi	UCIUHA A, MILIA	деформации сжатия	на одну тонну
				$\epsilon \cdot 10^{-5}$ при P_{pasp}	сжимающей
					нагрузки $\Delta \ell$, мкм/т
1	2	3	4	5	9
1	№ <u>2</u> 9 19.10.10	47	54,4	342	73
2	№27 18.10.10	46	54,2	426	100
З	№30 21.0.10	43	49,6	394	92
4	№ <u>3</u> 3 23.10.10	46	56,0	326	71
5	$M_{034} 30.10.10$	74	51,3	371	84
9	№ <u>3</u> 223.10.10	74	53,3	233	53
7	No25 15.10.10	51	55,7	430	84
8	№ <u>3</u> 1 21.10.10	45	51,2	307	68
6	No24 15.10.10	50	56,6	420	84
10	№26 18.10.10	45	50,3	450	100
11	N <u>o</u> 28 19.10.10	45	52,9	237	53
Среднеа	рифметические	2506 - 46.00	$\Sigma 5855 - 53 277$	$\Sigma 3936 - 358$	$\Sigma 862 - 78$
значения	и по одиннадцати	11 - +0,00	11 - 33, 441	11 - 11	11 - 70
образцам	γ				

4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ НА ПРЯМЫХ МОДЕЛЯХ ДВУХКОНСОЛЬНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН
ПРИ ДЕЙСТВИИ КРАТКОВРЕМЕННОЙ ВНЕЦЕНТРЕННО ПРИЛОЖЕННОЙ СЖИМАЮЩЕЙ НАГРУЗКИ С СООТВЕТСТВУЮЩИМИ ВЕЛИЧИНАМИ
ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОВ e₁ = 4 CM, e₂ = 8 CM и e₃ = 12 CM

4.1. Деформационные и прочностные характеристики опытных двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренно приложенной сжимающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета

Для двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона техническое состояние перед началом приложения внецентренной сжимающей нагрузки, кинетика прироста абсолютных деформаций сжатия на опытных железобетонных образцах, абсолютные деформации на растянутой и сжатой гранях, величина жёсткости, техническое состояние железобетонных колонн после испытания внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой, техническое состояние арматурных каркасов, извлечённых из опытных образцов после кратковременных испытаний на внецентренное сжатие представлены на соответствующих номерах рисунков для соответствующих номеров прямых моделей железобетонных конструкций: №36-К на рис.4.1-4.6; №35 на рис 4.7-4.12; №16-К на рис 4.13-4.18; №28 на рис. 4.19-4.24; №23-К на рис.4.25–4.30; №25-К на рис. 4.31–4.36; №14-К на рис 4.37–4.41; №22 на рис.4.42–4.47; №19-К на рис. 4.48–4.52; №37 на рис. 4.53–4.58; №15-К на рис. 4.59–4.63; №21 на рис. 4.64–4.69; №13 на рис. 4.70–4.75; №30 на рис. 4.76–4.81; № К-38 на рис 4.82–4.87; №18-К на рис. 4.88–4.92; №20-К на рис. 4.93–4.98; №17-К на рис. 4.99–4.104; № 24-К на рис. 4.105– 4.110; №27 на рис. 4.111-4.116; №26-К на рис. 4.117-4.122; №31-К на рис. 4.123–4.127; №К29 на рис. 4.128–4.132; №33-К на рис. 4.133–4.138; №39-К на рис. 4.139–4.144; №34-К на рис. 4.145–4.150.









Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 251), (4; 895), (6; 1348), (8; 1991), (9; 2315).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 294, 86 \cdot P - 339$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{разр}} = 9$ тонны: $\varepsilon_{\text{разр}} = 0,2315$ см/100см = $232 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2315$ мкм/9 тонн = 257 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 49,6$ МПа.



Рис. 4.3. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 36-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 15), (4; 47), (6; 104), (8; 192), (9; 232); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 11), (4; 41), (6; 77), (8; 130), (9, 155). *P*_{pasp} =9 тонны.



Рис. 4.4. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 36-К с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 5,908), (4; 3,491), (6; 2,545), (8; 1,908), (9; 1,786). $P_{\text{pasp}} = 9$ тонны.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 4,855 - 0,341 \cdot P$.



Рис. 4.5. Двухконсольная железобетонная колонна № 36-К с коррозионными продольными трещинами по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой. Фрагмент разрушения бетона сжатой зоны двухконсольной железобетонной колонны № 36-К с коррозионными продольными трещинами



Рис. 4.6. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 36-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.7. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 35 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *е*=8 см



Рис. 4.8. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 35 с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 285), (4; 956), (6; 1360), (8; 2032), (9; 2340).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 300, 71 \cdot P - 366$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 9$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2340$ см/100см = $234 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2340$ мкм/9 тонн = 260 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 52,4$ МПа.



Рис. 4.9. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 35 с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 14), (4; 36), (6; 87), (8; 157), (9; 254); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 10), (4; 32), (6; 72), (8; 126), (9, 174). *Р*_{разр} =9 тонны.



Рис. 4.10. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 35 с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат : (2; 6,400), (4; 4,517), (6; 2,898), (8; 2,171), (9; 1,615). $P_{\text{pasp}} = 9$ тонны.

Уравнение регрессии с $D/10^8 = 6,839 - 0,580 \cdot P$.



Рис. 4.11. Двухконсольная железобетонная колонна № 35 с коррозионными продольными трещинами по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой Рис. 4.12. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 35 с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания




временной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений

соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 238), (4; 693), (6; 1486), (8; 1891), (10; 2476), (11; 2740).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 278,00 \cdot P - 318$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 11$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2340$ см/100см $= 234 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна : $\Delta L_{\rm verp} = 2740$ мкм/11 тонн = 249 мкм/тонна .

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 52,9$ МПа.



Рис. 4.15. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 16-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом e = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 4), (4; 13), (6; 39), (8; 90), (10; 159), (11; 288); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 6), (4; 19), (6; 55), (8; 104), (10, 161), (11; 231). Р_{разр} =11 тонн.





Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; D/10⁸ уменьшаются 15,360), (4; 9,600), (6; 4,902), (8; 3,167), (10; 2,400), (11; 1,628). $P_{\text{pasp}} = 11$ тонн. Уравнение регрессии $D/10^8 = 24 \cdot e^{-0.22 \cdot P} - 0,500$.



Рис. 4.17. Двухконсольная железобетонная колонна № 16-К с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой

Рис. 4.18. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 16-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.19. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 28 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см



Рис. 4.20. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 28 с размерами 1000x120x110мм с коррозионными продольными трещинами в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 242), (4; 715), (6; 1533), (8; 1942), (10; 2660). Уравнение регрессии: $\Delta L = 302, 25 \cdot P - 363$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при $P_{\text{pagp}} = 10$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2660 \text{ cm}/100 \text{ cm} = 266 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на *P* = 1 тонна: $\Delta L = 2660$ мкм/10тонн = 266 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром R = 52,7МПа.



Рис. 4.21. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 28 с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом e = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация с растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 12), (4; 33), (6; 95). (8; 182), (10; 266); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 9), (4; 28), (6; 62), (8; 122), (10; 188). *P*_{разр} =10 тонн.



Рис. 4.22. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 28 с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат:(2; 5,486), (4; 3,777), (6; 2,201), (8; 1,515), (10; 1,269). $P_{\text{pagp}}=10$ тонны.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 7 \cdot e^{-0.20 \cdot P} + 0.32$.



Рис. 4.23. Двухконсольная железобетонная колонна № 28 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.24. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 28 с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 732), (2; 504), (3; 1043), (4; 1683), (5; 2134).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 499, 25 \cdot P - 362$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при $P_{\text{pasp}} = 5$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2134 \text{см}/100 \text{см} = 213 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L = 2134$ мкм/5тонн = 427 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,2$ МПа .



Рис. 4.27. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 23-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 12 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 10), (2; 33), (3; 95). (4; 179), (5; 262); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 7), (2; 27), (3; 64), (4; 126), (5; 188). *P*_{разр} =5 тонн.



Рис. 4.28. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 23-К с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 12 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 6,776), (2; 3,840), (3; 2,173), (4; 1,511), (5; 1,280). $P_{\text{pasp}} = 5$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 12 \cdot e^{-0.19 \cdot P} - 3,360$.





Рис. 4.29. Двухконсольная железобетонная колонна № 23-К с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой

.

Рис. 4.30. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 23-К с коррозионными продольными трещинам, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.31. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 25-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 230), (4; 646), (6; 1137), (8; 1790), (10; 2180), (11; 2450).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 246, 67 \cdot P - 263$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при $P_{\text{pasp}} = 11$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2450 \text{см}/100 \text{см} = 245 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L = 2450$ мкм/11 тонн = 223 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,3$ МПа.



Рис. 4.33. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 25-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 10), (4; 29), (6; 74), (8; 134), (10; 191), (11;266); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 8), (4; 26), (6; 51), (8; 101), (10; 149),(11;206). *P*_{pasp} =11 тонн.



Рис. 4.34. Изменение жёсткости опытной двухконсольной железобетонной колонны №25-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения: координаты условных обозначений квадратов соответственно по оси абсцисс и по оси ординат ($D = 10^8$): (2; 8,533), (4; 5,585), (6; 3,686), (8; 2,614), (10; 2,259), (11; 1.790).

Уравнение регрессии с $D/10^{-8} = 0,572 + 11 \cdot e^{-0,20 \cdot P}$.



Рис. 4.35. Двухконсольная железобетонная колонна № 25-К с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой Рис. 4.36. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 25-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.37. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 14-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см



Рис. 4.38. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 14-К с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 255), (4; 1018), (6; 1560), (8; 2232).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 329, 50 \cdot P - 404$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при $P_{\text{pasp}} = 8$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2232 \text{ см}/100 \text{ см} = 223 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L = 2232$ мкм/8тонн = 279 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 55,8$ МПа.



Рис. 4.39. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 14-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатам соответственно и по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 11), (2; 31), (3;52). (4;74), (5;100), (6;135). (7;180), (8;260); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 8), (2; 23), (3;38), (4;60), (5; 85), (6;113). (7;145), (8;184). $P_{\text{разр}} = 8$ тонны.



Рис. 4.40. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 14-К с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 6,063), (2; 4,750), (3; 3,800), (4; 2,900), (5; 2,250), (6;1,720). (7;1,490), (8;1,297). $P_{\text{pasp}} = 8$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 7 \cdot e^{-0.20 \cdot P} - 0.110$.



Рис. 4.41. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двух-консольной железобетонной колонны № 14-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.42. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 22 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см



Рис. 4.43. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 22 с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 250), (4; 1623), (6; 1512), (8; 2164).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 319,00 \cdot P - 388$, где ΔL в мкм, P в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при $P_{\rm pasp}=8$ тонны: $\varepsilon_{\rm pasp}=0,2164{\rm cm}/100{\rm cm}=216\cdot10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L = 2164$ мкм/8 тонн = 271 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,2$ МПа.



Рис. 4.44. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 22 с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 10), (4; 35), (6; 145), (8; 302); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 7), (4; 24), (6; 52), (8; 98). $P_{\text{разр}} = 8$ тонн.



Рис. 4.45. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 22 с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 9,035), (4; 5,207), (6; 2,339), (8; 1,536). $P_{\text{pasp}} = 8$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 15 \cdot e^{-0.19 \cdot P} - 1,745$.





Рис. 4.46. Двухконсольная железобетонная колонна № 22 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой

Рис. 4.47. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 22 с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.48. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 19-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 245), (4; 935), (6; 1412), (8; 2105).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 310,00 \cdot P - 375$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 8$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2105$ см/100см $= 211\cdot10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2105$ мкм/8тонн = 263 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,0$ МПа.



Рис. 4.50. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 19-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 9), (4; 24), (6; 151), (8; 302); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 8), (4; 29), (6; 61), (8; 92). $P_{\text{pasp}} = 8$ тонн.





Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 9,035), (4; 5,796), (6; 2,174), (8; 1,559). $P_{\text{pagp}} = 8$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 16 \cdot e^{-0.19 \cdot P} - 1,940$.



Рис. 4.52. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 19-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания







Рис. 4.54. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 37 с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс по оси ординат: (3; 270), (6; 690), (9; 1090), (12; 1660), (15; 1995), (18; 2495), (19; 2615).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 146, 56 \cdot P - 170$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 19$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2615$ см/100см $= 262 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2615$ мкм/19тонн = 138 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 50,5$ МПа .



Рис. 4.55. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 37 с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3;4), (6; 8), (9;16), (12; 29), (15; 46), (18; 78), (29; 133); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 8), (6;26), (9; 53), (12; 82), (15, 122), (18; 211), (19; 371). P_{pasp} =19 тонн.



Рис. 4.56. Изменение жёсткости опытной двухконсольной железобетонной колонны № 37 с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 9,600), (6; 6,776), (9; 5,009), (12; 4,151), (15; 3,429), (18; 2,392), (19; 1,448). P_{pasp} =19 тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 9,235 - 0,410 \cdot P$.



Рис. 4.57. Двухконсольная железобетонная колонна № 37 с коррозионными продольными трещинами по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.58. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 37 с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.59. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 15-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см



Рис. 4.60. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 15-К с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 250), (6; 610), (9; 905), (12; 1220), (15; 1540), (18; 1935), (19; 2045).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 112, 19 \cdot P - 87$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 19$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2045$ см/100см = $205 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 2045$ мкм/19тонн = 108 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,7$ МПа.



Рис. 4.61. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 15-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3;3), (6; 6), (9;17), (12; 38), (15; 68), (18; 135), (19; 167); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат:(3; 4), (6;18), (9; 46), (12; 85), (15;130),(18;213), (19; 263). *P*_{разр}=19 тонн.





Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат : (3; 16,457), (6; 9,600), (9; 5,486), (12; 3,746), (15; 2,909), (18; 1,986), (19; 1,697). $P_{\text{pasp}} = 19$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 1,00 + 27 \cdot e^{-0,19 \cdot P}$.



Рис. 4.63. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 15-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.64. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 21 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см



Рис. 4.65. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 21 с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 249), (4; 735), (6; 1495), (8; 1932), (9; 2280).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 290, 14 \cdot P - 331$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 9$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2280 \text{см}/100 \text{см} = 228 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2280$ мкм/9тонн = 253 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 52,5$ МПа.



Рис. 4.66. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 21 с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 17), (4; 65), (6; 143), (8; 214), (9; 256); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 13), (4; 39), (6; 90), (8; 144), (9; 176). *P*_{pasp} =9 тонн.



Рис. 4.67. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 21 с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 5,120), (4; 2,954), (6; 1,961), (8; 1,716), (9; 1,600). $P_{\text{pagp}} = 9$ тонны.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 0,908 + 6 \cdot e^{-0.24 \cdot P}$.



Рис. 4.68. Двухконсольная железобетонная колонна № 21 с коррозионными продольными трещинами по окончании испытания до разрушения кратковременной внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой на испытательном стенде и после демонтажа с него





Рис. 4.69. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 21 с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания

Рис. 4.70. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 13 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *е*=12 см





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 152), (2; 861), (3; 1283), (4; 1920).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 589, 33 \cdot P - 437$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 4$ тонны : $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,1920 \text{см}/100 \text{см} = 192 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 1920$ мкм/4тонн = 480 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 51,9$ МПа.



Рис. 4.72. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 13 с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 12 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 12), (2; 43), (3; 105). (4; 220); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 8), (2; 28), (3; 72), (4; 150). *P*_{разр} =4 тонны.



Рис. 4.73. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 13 с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 12 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 4,114), (2; 3,245), (3; 1,953), (4; 1,245). $P_{\text{pagp}} = 4$ тонны.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 5,066 - 0,955 \cdot P$.



Рис. 4.74. Двухконсольная железобетонная колонна № 13 с коррозионными продольными трещинами по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.75. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 13 с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.76. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 30 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см



Рис. 4.77. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № К-30 с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 255), (4; 962), (6; 1472), (8; 2185), (9; 2485).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 318, 57 \cdot P - 382$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 9$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2485$ см/100см = $249 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ven} = 2485$ мкм/9тонн = 276 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 52,2$ МПа.



Рис. 4.78. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № К-30 с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 15), (4; 46), (6; 110), (8; 177), (9; 217); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 13), (4; 44), (6; 91), (8; 157), (9; 190). *P*_{pasp} =9 тонн.



Рис. 4.79. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № К-30 с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 5,486), (4; 3,413), (6; 2,292), (8; 1,840), (9; 1,698). $P_{\text{pagp}} = 9$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 0,700 + 6 \cdot e^{-0,20 \cdot P}$.



E U DO LI D'I TRUE

Рис. 4.80. Двухконсольная железобетонная колонна № К-30 с коррозионными продольными трещинами по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой

Рис. 4.81. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № К-30 с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания









Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений с возрастанием по оси абсцисс увеличиваются по оси ординат: (2; 249), (4; 743), (6; 1475), (8; 1996), (9; 2335).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 298, 57 \cdot P - 347$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 9$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2335 \text{см}/100 \text{см} = 234 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2335$ мкм/9тонн = 259 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 51,2$ МПа.



Рис. 4.84. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № К-38 с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 16), (4; 57), (6; 145), (8; 287), (9; 372); треугольники – деформация сжатия с координатами по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 10), (4; 38), (6; 83), (8; 120), (9; 133). $P_{\text{pasp}} = 9$ тонн.



Рис. 4.85. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № К-38 с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренной сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 5,908), (4; 3,234), (6; 2,021), (8; 1,510), (9; 1,369). $P_{\text{pagp}} = 9$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 0,500 + 7,5 \cdot e^{-0,24 \cdot P}$.





Рис. 4.86. Двухконсольная железобетонная колонна № К-38 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой

Рис. 4.87. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № К-38 с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.88. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 18-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см



Рис. 4.89. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне №18-К с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 216), (6; 605), (9; 1010), (12; 1330), (15; 1590), (18; 1880), (21; 2295).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 115, 56 \cdot P - 131$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 21$ тонна: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2295$ см/100см $= 230 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2295$ мкм/21 тонн = 109 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 52,6$ МПа.



Рис. 4.90. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 18-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 3), (6; 5), (9; 12), (12; 24), (15; 38), (18; 64), (20; 88), (21; 145); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 4), (6; 17), (9; 41), (12; 66), (15, 98), (18; 136), (20; 170), (21; 186). P_{pagp} =21 тонна.



Рис. 4.91. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 18-К с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения.

Координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D = 10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 16,457), (6; 10,473), (9; 6,521), (12; 5,120), (15; 4,235), (18; 3,456), (21; 2,436). $P_{\text{pagp}} = 21$ тонна.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 1,600 + 23 \cdot e^{-0,16 \cdot P}$.



Рис. 4.92. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 18-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.93. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 20-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 230), (6; 720), (9; 1140), (12; 1590), (15; 1910), (18; 2250), (20; 2642).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 141,88 \cdot P - 196$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 20$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2642 \text{см}/100 \text{см} = 264 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 2642$ мкм/20 тонн = 132 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 51,9$ МПа.



Рис. 4.95. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 20-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 4), (6; 8), (9; 14), (12; 24), (15; 35), (18; 55), (19; 70), (20; 183); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 6), (6; 17), (9; 34), (12; 56), (15, 83), (18; 119), (19; 133), (20; 155). $P_{\text{разр}} = 20$ тонн.



Рис. 4.96. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 20-К с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 11,520), (6; 9,216), (9; 7,200), (12; 5,760), (15; 4,881), (18; 3,972), (20; 2,272). P_{pasp} =20 тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 12,192 - 0,496 \cdot P$.


Рис. 4.97. Двухконсольная железобетонная колонна № 20-К с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.98. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 20-К с коррозионными продольными трещинами после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.99. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны №17-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см



Рис. 4.100. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 17-К с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 217), (6; 605), (9; 1010), (12; 1320), (15; 1590), (18; 1880), (21; 2240), (22; 2370).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 113, 32 \cdot P - 123$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 22$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2370 \text{см}/100 \text{см} = 237 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 2370$ мкм/22 тонн = 108 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 54,5$ МПа.



Рис. 4.101. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 17-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 6), (6; 13), (9;22), (12; 31), (15; 46), (18; 69), (21; 100), (22; 128); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 9), (6; 24), (9; 44), (12; 66), (15, 95), (18; 129), (21; 170), (22; 190). *Р*_{разр} =22 тонны.



Рис. 4.102. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 17-К с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 7,680), (6; 6,227), (9; 5,236), (12; 4,751), (15; 4,085), (18; 3,491), (21; 2,987),(22;2,657). $P_{\text{pasp}} = 22$ тонны.

Уравнение регрессии с $D/10^8 = 7,566 - 0,223 \cdot P$.



Рис. 4.103. Двухконсольная железобетонная колонна № 17-К с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.104. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 17-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания

Рис. 4.105. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 24-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 280), (6; 750), (9; 1180), (12; 1550), (15; 1960), (18; 2290), (21; 2805), (22; 2920).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 138,95 \cdot P - 137$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 22$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2920$ см/100см = $292 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 2920$ мкм/22 тонн = 133 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 55,0$ МПа.



Рис. 4.107. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 24-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см.

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 2), (6; 6), (9;14), (12; 22), (15; 36), (18; 54), (21; 76), (22; 129); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 5), (6; 13), (9; 12), (12; 45), (15, 64), (18; 111), (21; 212), (22; 312). *Р*_{разр} =22 тонны.





Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 16,457), (6; 12,126), (9; 11,520), (12; 6,878), (15; 5,760), (18; 4,189), (21; 2,800), (22; 1,916). $P_{\text{pasp}} = 22$ тонны. Уравнение регрессии $D/10^8 = 23 \cdot e^{-0,11 \cdot P} - 0,100$.





Рис. 4.109. Двухконсольная железобетонная колонна № 24-К с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой

Рис. 4.110. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 24-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.111. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 27 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см



Рис. 4.112. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 27 с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 235), (6; 670), (9; 1050), (12; 1415), (15; 1610), (18; 2090), (21; 2495), (22; 2582).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 123, 53 \cdot P - 136$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 22$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2582 \text{см}/100 \text{см} = 258 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 2582$ мкм/22тонн = 117 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 56,4$ МПа.



Рис. 4.113. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 27 с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат : (3; 3), (6; 9), (9;17), (12; 27), (15; 42), (18; 59), (21; 85), (22; 136); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 4), (6; 14), (9; 32), (12; 51), (15, 77), (18; 102), (21; 136), (22; 196). Р_{разр} =22 тонны.



Рис. 4.114. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 27 с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом e = 4 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат:(3; 16,457), (6; 10,017), (9; 7,053), (12; 5,907), (15; 4,840), (18; 4,293), (21; 3,649), (22; 2,545). *Р*_{разр} =22 тонны. Уравнение регрессии $D/10^8 = 0.600 + 23 \cdot e^{-0.113 \cdot P}$



Рис. 4.115 Двухконсольная железобетонная колонна № 27 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.116. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 27 с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.117. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 26-К с коррозионными продольными

трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 220), (6; 510), (9; 880), (12; 1280), (15; 1590), (18; 1980), (20; 2255).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 119, 71 \cdot P - 139$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 20$ тонны: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2255$ см/100см = $226 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 2255$ мкм/20 тонн = 113 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,8$ МПа.



Рис. 4.119. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 26-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 2), (6; 11), (9;24), (12; 36), (15; 60), (18; 95), (19; 109), (20; 144); треугольники –деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 3), (6; 16), (9; 38), (12; 59), (15, 87), (18; 118), (19; 132), (20; 162). *Р*_{разр} =20 тонн.





Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 11,520), (6; 8,533), (9; 5,574), (12; 4,850), (15; 3,918), (18; 3,404), (19; 3,027), (20; 2,509). $P_{\text{pasp}} = 20$ тонн. Уравнение регрессии с $D/10^8 = 11,115 - 0,430 \cdot P$.



Рис. 4.121. Двухконсольная железобетонная колонна № 26-К с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой. Фрагмент разрушения двухконсольной железобетонной колонны в опорной зоне



Рис. 4.122. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 26-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.123. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 31-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=12 см





временной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=12 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 127), (2; 693), (3; 1138), (4; 1392), (5; 1842), (6; 2363).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 447, 20 \cdot P - 320$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 6$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2363$ см/100см = $236 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2363$ мкм/бтонн = 394 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 54,8$ МПа.



Рис.4.125. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 31-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 12 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 10), (2; 29), (3; 53). (4; 122), (5; 208), (6; 296);

треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 8), (2; 24), (3; 38), (4; 91), (5; 152), (6; 214). Р_{разр} =6 тонн.



Рис. 4.126. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 31-К с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом e = 12 см. до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 5,760), (2; 4,347), (3; 3,797), (4; 2,163), (5; 1,600),(6;1,355). $P_{\text{разр}}$ =6 тонн. Уравнение регрессии $D/10^8 = 8 \cdot e^{-0.19 \cdot P} - 1,204$.



Рис. 4.127. Двухконсольная железобетонная колонна № 31-К с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.128. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № К-29 с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжилающей нагрузки с эксцентриситетом e=12 см





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 130), (2; 690), (3; 1180), (4; 1505), (5; 2060).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 482, 50 \cdot P - 353$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 5$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2060 \text{см}/100 \text{см} = 206 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ven} = 2060$ мкм/5тонн = 412 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 52,4$ МПа.



Рис. 4.130. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № К-29 с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 12 см.

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 10), (2; 28), (3; 84). (4; 164), (5; 252); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 8), (2; 21), (3; 62), (4; 108), (5; 178). *P*_{разр} =5 тонн.



Рис. 4.131. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № К-29 с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 12 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 6,400), (2; 4,702), (3; 2,367), (4; 1,694), (5; 1,340). P_{pasp} =5 тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 10 \cdot e^{-0.21 \cdot P} - 2,160$.



Рис. 4.132. Двухконсольная железобетонная колонна № К-29 с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой









Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 220), (6; 595), (9; 950), (12; 1310), (15; 1590), (18; 1860), (20; 2178).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 115, 18 \cdot P - 126$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 20$ тонн : $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2178 cm/100 cm = 218 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна : $\Delta L_{\rm vep} = 2178$ мкм/20 тонн = 109 мкм/тонна .

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 55,2$ МПа.



Рис. 4.135. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 33-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 3), (6; 7), (9; 17), (12; 28), (15; 47), (18; 69), (19; 77), (20; 102); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 4), (6; 18), (9; 41), (12; 66), (15, 94), (18; 131), (19; 146), (20; 182). $P_{\text{разр}}$ =20тонн.



Рис. 4.136. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 33-К с коррозионными продольными трещинами № 33-К при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 16,457), (6; 9,216), (9; 5,959), (12; 4,902), (15; 4,085), (18; 3,456), (20; 4,704). $P_{\text{pagp}} = 20$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 2,5 + 30 \cdot e^{-0,25 \cdot P}$.



Рис. 4.137. Двухконсольная железобетонная колонна № 33-К с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.138. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 33-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.139. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 39-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см



Рис. 4.140. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 39-К с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3;300), (6; 780), (9; 1240), (12; 1610), (15; 1960), (18; 2455), (20; 2787).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 146, 29 \cdot P - 139$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации сжатия железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pa3p}} = 20$ тонн: $\varepsilon_{\text{pa3p}} = 0,2787$ см/100см = $279 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 2787$ мкм/20 тонн = 139 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 49,8$ МПа.



Рис. 4.141. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 39-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 4), (6; 7), (9; 19), (12; 38), (15; 62), (18; 100), (19; 115), (20; 160); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 5), (6; 22), (9; 51), (12; 85), (15, 126), (18; 178), (19; 204), (20; 214). $P_{\text{разр}}$ =20 тонн.



Рис. 4.142. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 39-К с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном с эксцентриситетом *e* = 4 см. до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 12,800), (6; 7,945), (9; 4,937), (12; 3,746), (15; 3,064), (18; 2,486), (20; 2,053). $P_{\text{pasp}} = 20$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 1,687 + 20 \cdot e^{-0,20 \cdot P}$.







Рис. 4.144. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 39-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания



Рис. 4.145. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 34-К с коррозионными продольными трещинами в испытательном стенде перед началом приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см



Рис. 4.146. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 34-К с размерами 1000х120х110мм с коррозионными продольными трещинами в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3;305), (6; 840), (9; 1150), (12; 1580), (15; 2140), (18; 2480), (20; 2810).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 147, 35 \cdot P - 137$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации сжатия железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 20$ тонн : $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2810$ см/100см = $281 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2810$ мкм/20 тонн = 141 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,1$ МПа .



Рис. 4.147. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 34-К с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 3), (6; 6), (9; 14), (12; 26), (15; 43), (18; 62), (19; 75), (20; 110); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 5), (6; 14), (9; 35), (12; 56), (15, 81), (18; 112), (19; 128), (20; 173). *Р*_{разр} =20 тонн.



Рис. 4.148. Изменение жёсткости опытной двухконсольной железобетонной колонны № 34-К с коррозионными продольными трещинами при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 14,400), (6; 11,520), (9; 7,053), (12; 5,620), (15; 4,645), (18; 3,972), (20; 2,713). $P_{\text{pasp}} = 20$ тонн. Уравнение регрессии $D/10^8 = 0,900 + 20 \cdot e^{-0,12 \cdot P}$.



Рис. 4.149. Двухконсольная железобетонная колонна № 34-К с коррозионными продольными трещинами после окончания испытания до разрушения внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузкой

Рис. 4.150. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 34-К с коррозионными продольными трещинами, после экспериментального кратковременного испытания

4.2. Обобщающие значения деформационных и прочностных характеристик опытных двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами при действии кратковременной внецентренно приложенной сжимающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета

На рис. 4.151 представлены графические значения относительных деформаций сжатия двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами в зависимости от величины эксцентриситета приложенной внецентренной сжимающей нагрузки при её конечной разрушающей величине. Установлена линейная функциональная зависимость между относительными деформациями сжатия и разрушающей сжимающей нагрузкой, действующей с эксцентриситетами $e_1 = 8$ см и $e_2 = 12$ см.

На рис. 4.152, 4.153 и 4.154 показаны функциональные зависимости абсолютных деформаций сжатия двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами при внецентренном сжатии с соответствующими величинами эксцентриситетов $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см, приведённые к одной тонне сжимающей нагрузки. В табл.4.1 представлены численные значения геометрических характеристик дифференцированных участков коррозионных продольных трещин на поверхности защитного слоя бетона, измеренных на четырёх гранях двухконсольных железобетонных колонн в конце натурного испытания и приведённых по отношению к одному образцу.

На графиках рис. 4.155 установлено функциональное влияние значений интегрального параметра коррозионных продольных трещин, усреднённых с четырёх граней одной двухконсольной железобетонной колонны на двадцати шести опытных железобетонных образцах, на изменение разрушающей сжимающей нагрузки, приложенной с различными величинами эксцентриситета $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см.

В табл. 4.2 приведены величины деформационных и прочностных характеристик двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами при воздействии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с различными величинами эксцентриситета $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см.



Рис. 4.151. Изменение относительных значений деформаций сжатия двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона в зависимости от величины эксцентриситета приложенной кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки при её конечной разрушающей величине.

Условные обозначения. Окружности – железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом e = 4 см, с номерами, приведёнными в табл. 4.2 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсцисс: [235, 21, (№18-K)]; [235,22, (№24-K)]; [237, 22, (№17)]; [238, 22, (№27)]; [262,19, (№15-K)]; [264, 20, (№20-K)]; [264, 20, (№23-K)]; [266, 20, (№39-K)]; [268, 20, (№26-K)]; [268, 19, (№К-37)]; [276, 20, (№34-K)].

Треугольники – железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом *e* = 8 см, с номерами, приведёнными в табл. 4.2 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсцисс: [216, 8, (№19-K)]; [216, 8, (№22)]; [223, 8, (№14-K)]; [227, 9, (№35)]; [228, 9, (№21)]; [232, 10, (№28)]; [232, 9, (№36)]; [234, 9, (№К-38)]; [236, 9, (№К-30)]; [245, 11, (№25-К)]; [248, 11, (№16-К)]. Уравнение регрессии: $P_{\text{разр}} = 0,094 \cdot \varepsilon - 12,250$.

Квадраты – железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом e = 12 см, с номерами, приведёнными в табл.4.2 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсцисс: [192, 4, (№13-К)]; [206, 5, (№К-29)]; [213, 5, (№23-К)]; [236, 6, (№31-К)]. Уравнение регрессии: $P_{\text{разр}} = 0,045 \cdot \varepsilon - 4,727$.



Рис. 4.152. Абсолютные деформации двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона при внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см, приведённые к одной тонне разрушающей сжимающей нагрузке

Условные обозначения. Окружности – опытные железобетонные образцы с номерами, приведёнными в табл. 4.2 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения их по оси абсцисс:[107, 22, (№24-К)]; [108, 22, (№17)]; [108, 22, (№27)]; [112, 21, (№18-К)]; [132, 20, (№20-К)]; [132, 20, (№33-К)]; [133, 20, (№39-К)]; [134, 20, (№26)]; [138, 19, (№15-К)]; [138, 20, (№34-К)]; [141,19, (№К-37)]. Уравнение регрессии: $P_{\text{разр}} = 31,441-0,088 \cdot \Delta \ell$.



Рис. 4.153. Абсолютные деформации внецентренного сжатия двухконсольных железобетонных колонн с эксцентриситетом *e* = 8 см с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона, приведённые к одной тонне разрушающей сжимающей нагрузке

Условные обозначения. Треугольники – опытные железобетонные образцы с номерами, приведёнными в табл. 4.2 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения их по оси абсцисс: [223, 11, (№25-К)]; [225, 11, (№16)]; [232, 10, (№28)]; [252, 9, (№35)]; [253, 9, (№21)]; [257, 9, (№36)]; [262, 9, (№К-30)]; [270, 8, (№19-К)]; [271, 8, (№22)]; [279, 8, (№14-К)]. Уравнение регрессии: *P*_{пат} = 22,946 – 0,0535 · Δℓ.



Рис. 4.154. Абсолютные деформации внецентренного сжатия двухконсольных железобетонных колонн с эксцентриситетом *e* = 12см с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона, приведённые к одной тонне разрушающей сжимающей нагрузке

Условные обозначения. Квадраты –опытные железобетонные образцы с номерами, приведёнными в табл. 4.2 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения их по оси абсцисс: [394, 65, (№31-К)]; [412, 5, (№К-29)]; [427,5, (№23-К)]; [480, 4, (№13-К)]. Уравнение регрессии: $P_{\text{пазр}} = 15,163 - 0,0232 \cdot \Delta \ell$.

Влияние численных значений геометрических интегральных параметров коррозионных продольных трещин на изменение кратковременной внецентренно приложенной изгибающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета показано в табл.4.1.

Функциональные зависимости значений интегрального параметра коррозионных продольных трещин, усреднённых с четырёх граней одной двухконсольной железобетонной колонны на двадцати шести опытных железобетонных образцах в конце натурного испытания, по отношению к кратковременной разрушающей сжимающей нагрузки, приложенной с различными величинами эксцентриситета $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см, показаны на графиках рис.4.156.

оодольных обетонных		разцов	и в пределах				Инте- гральный параметр MM 2 MM 2					12	2677		2765		1950		1520		
ных пр желез	зцу	Hbix of	грещин		XI				$\Sigma \ell_{\mathrm{T}},$	MM			11	3880		3500		3420		2910	
ков коррозионн ухконсольных	к одному оора	ням железобетон	иых продольных	ых участков	ина коррозионнь	трещин ℓ_{T} , мм	Сред- неарифме-	тическое значение всех	дифферен- шированных	VHACTKOB	$\ell_{\rm T}^{\rm cp}$,	MM	10	121		152		152		108	
участк нях дв	іению	рём гран	розионн	прованн	цД			$\ell_{ m T}^{ m max}$	$\overline{\ell_{\mathrm{T}}^{\mathrm{min}}}$,	MM	MM		9	360	30	500	20	300	30	$\frac{280}{30}$	2
знцированных іа четырёх гра	нных по отноі	начения по четы	рактеристик кор	дифференци	хоррозионных	цин <i>а</i> т, мм	Среднеариф- метическое	значение всех	дифферен- цированных	y Hactkob	$a_{\mathrm{T}}^{\mathrm{cp}}$,	MIM	8	0,46	6	0,638		0,562		0,556	
иффере нных н	иведен	арные зі	ских ха		н китыд;	ых треп		$\frac{a_T^{max}}{m}$	a_T^{mm}	MM	TATTAT		7	1,3	0,1	1,3	0,15	1,0	0,15	$\frac{1,2}{0,2}$	ر ۱
актеристик ди стона, измере	пытания и пр	Cymma	геометриче		Ширина раск	чиододи продоль	Количество	дифферен- пипованных	ytactkob c		ствующими $a_{\rm T} n \ell_{\rm T}$		6	40		27		39		41	
ических хара ного слоя бе	атурного ис				Pa3py-	шающая	центрально прило- женная	Т			5	19		19		20		21			
ия геометри ости защит	н в конце н						у сред- нённая прочность	бетона \overline{R} ,	МПа				4	50,5		53,7		51,9		52,6	
е значени поверхно	колон						Эксцен- триси-	Tet e, cm					3	4		4		4		4	
исленны ещин на							No	образца					2	N <u>∘</u> 37	18.09.10	15-K	24.08.10	20-K	28.08.10	18-K 26.08.10	
Ч dr							$\mathcal{N}_{\bar{0}}$	п/п					1	-		2		ε		4	

Таблица 4.1

280

табл. 4.1	12	1350	1578	1393	1970	2050	2110	2153	1773	2062	1756	1860	1577	2662
ение	11	2520	2890	2790	3180	3080	3560	3315	3715	3580	2810	3710	2930	3500
Продолж	10	88	295	134	91	114	109	103	113	117	190	140	131	121
	6	$\frac{180}{80}$	$\frac{460}{30}$	$\frac{450}{40}$	$\frac{270}{20}$	$\frac{520}{40}$	$\frac{200}{30}$	$\frac{310}{30}$	$\frac{300}{30}$	$\frac{330}{30}$	$\frac{630}{30}$	$\frac{260}{30}$	$\frac{250}{30}$	$\frac{380}{20}$
	8	0,461	0,451	0,472	0,490	0,511	0,501	0,505	0,511	0,416	0,401	0,491	0,587	0,577
	L	$\frac{1,0}{0,13}$	$\frac{0,95}{0,15}$	$\frac{0,9}{0,15}$	$\frac{1,0}{0,15}$	$\frac{1,2}{0,15}$	$\frac{0,9}{0,12}$	$\frac{1,1}{0,15}$	$\frac{1,2}{0,17}$	$\frac{1,0}{0,15}$	$\frac{1,0}{0,13}$	$\frac{0,95}{0,15}$	$\frac{1,1}{0,15}$	$\frac{1,00}{0,12}$
	9	43	24	22	28	32	96	38	33	31	31	33	30	36
	5	22	22	22	20	20	20	20	6	6	11	10	11	∞
	4	54,5	55,0	56,4	53,8	55,2	49,8	53,1	49,6	52,4	52,9	52,7	53,3	55,8
	3	4	4	4	4	4	4	4	8	8	8	8	8	8
	2	17-K 26.08.10	24-K 10.09.10	27 5.09.10	26-K 3.09.10	33-K 14.09.10	39-K 22.09.10	34-K 11.09.10	36-K 16.09.10	35 16.09.10	16-K 28.09.10	28 5.09.10	25-K 30.09.10	14-K 21.08.10
	1	5	9	٢	8	6	10	11	12	13	14	15	16	17

бл. 4.1	12	2778	2645	2187	2483	2167	1763	2266	1285	2056	бетонному участков ц на один
ниета	11	3670	3700	3585	3722	3670	2550	2996	2050	2610	ому железо цированных (7,8 едини
Оконча	10	109	189	143	121	297	84	102	68	130	утношению к одн стики дифферен а _т – 31 единица
	6	$\frac{300}{30}$	$\frac{380}{30}$	$\frac{800}{30}$	$\frac{840}{40}$	<u>630</u> 40	$\frac{210}{20}$	$\frac{230}{20}$	$\frac{250}{40}$	<u>540</u> 30	уднены по (характери ачениями
	8	0,547	0,556	0,483	0,549	0,420	0,429	0,673	0,490	0,460	ных колонн усре сометрические в с равными зн
	7	$\frac{1,3}{0,15}$	$\frac{1,2}{0,2}$	$\frac{1,1}{0,15}$	$\frac{1,1}{0,15}$	$\frac{1,3}{0,15}$	$\frac{0,9}{0,2}$	$\frac{1,2}{0,15}$	$\frac{1,0}{0,14}$	$\frac{1,2}{0,12}$	хконсольн вующие и х участкои
	9	38	27	23	38	27	25	26	24	28	щати шести дву тены соответст еренцированны
	S	×	×	6	6	6	S	9	4	5	рех граней двал урых представи пичество дифф
	4	53,2	53,0	52,5	52,2	51,2	53,2	51,9	54,8	52,4	анные с четы ями, на кото трещин: кол
	ω	∞	8	8	×	8	12	12	12	12	ание:д рьмя гран родольных
	0	22 30.08.10	19-K 28.08.10	21 30.08.10	K-30 10.09.10	K-38 18.09.10	23-K 1.09.10	$\begin{array}{c} 13\\21.08.10\end{array}$	31-K 12.09.10	K-29 10.09.10	<u>Примеч</u> цусчеты ізионных п
	1	18	19	20	21	22	23	24	25	26	oбраз koppc

 $a_{\rm T}^{\rm cp} = 0,508$ мм и $\ell_{\rm T}^{\rm min} = 390$ мм/32мм; среднеарифметические значения длины коррозионных продольных трещин – $\ell_{\rm T}^{\rm cp} = 136$ мм; суммарная величина коррозионных продольных трещин $\Sigma l_T = 3225$ мм (соответственно на одном погонном метре рабочей арматуры $\Sigma l_{\text{тим}} = 806$ мм); погонный метр рабочей арматуры): отношение среднеарифметических значений – $a_T^{max}/a_T^{min} = 1,092$ мм/0,149мм ; среднеарифметические значения интегральный параметр ИП= 2032мм² (соответственно на одном погонном метре рабочей арматуры ИП_{IM} = 508мм²).



Рис. 4.155. Влияние интегрального параметра ИП = *a*_т · ℓ_т, усреднённого с четырёх граней одной двухконсольной железобетонной колонны на двадцати шести опытных железобетонных образцах, на изменение разрушающей нагрузки сжатия

Условные обозначения окружности –опытные железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом *e*=4 см с номерами, приведёнными в табл. 4.1 и отмеченные в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсцисс: [1350,22(№47-К)]; [1393,22(№27)]; [1520,21(№18-К)]; [1578,22(№24-К)]; [1950,20(№20)]; [1970, 20(№26-К)]; [2050, 20(№33-К)]; [2110, 20(№39-К)]; [2153,20(№34-К)]. Уравнение регрессии для индекса окружность: $P = 25,0509 - 0,00226 \cdot \Pi$.

Треугольники – опытные железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом *e*=8 см с номерами, приведёнными в табл. 4.1 и отмеченные в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсцисс: [1577, 11(№25-К)]; [1756, 11(№16-К)]; [1773, 9(№36)]; [1860, 10(№28)]; [2062, 9(№35)]; [2167, 9(№К-38)]; [2187, 9(№21)]; [2483, 9(№К-30)]; [2645, 8(№29-К)]; [2662, 8(№14-К)]; [2778, 8(№22)]. Уравнение регрессии для индекса треугольник: $P_{\text{разр}} = 14,939 - 0,0025 \cdot \Pi$.

Квадраты – опытные железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом *e*=12 см с номерами, приведёнными в табл.4.1 и отмеченные в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсцисс: [1285, 6(№31-3)]; [1763, 12(№23)]; [2056, 5(№36)]; [1860, 10(№28)]; [2062, 9(№35)]; [2167, 9(№К-38)]; [2187, 9(№21)]; [2483, 9(№К-30)]; [2645, 8(№К-29)]; [2266, 4(№13)]. Уравнение регрессии для индекса квадрат: $P_{\text{разр}} = 8,620 - 0,002 \cdot \Pi$.

Значения деформационных и прочностных характеристик двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами при действии приложенной кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета представлены в табл.4.2.

Таблица 4.2

с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона при действии приложенной кратковременной Численные значения деформационных и прочностных характеристик двухконсольных железобетонных колонн внецентренной сжимающей разрушающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета

ые характеристики нных образцов	Абсолютные деформации сжатия на одну тонну сжимающей нагрузки $\Delta\ell$, мм/т	L .	138	108	109	132	108	133	117	113	109	139	141	257	260	249	266	223	279
Деформационні железобетої	Относительные деформации сжатия ε·10 ⁻⁵ при P _{разр}	9	262	205	230	264	237	292	258	226	218	279	281	232	234	234	266	245	223
	Средняя прочность бетона \overline{R} , МПа	5	50,5	53,7	52,6	51,9	54,5	55,0	56,4	53,8	55,2	49,8	53,1	49,6	52,4	52,9	52,7	53,3	55,8
	Разрушающая нагрузка сжатия $P_{ m pasp, T}$	4	19	19	21	20	22	22	22	20	20	20	20	6	6	11	10	11	8
	Эксцентриситет е, см	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	8	8	8	8	8	8
	Название образца	2	N <u>6</u> 37 18.09.10	Ne15-K 24.08.10	Nº18-K 26.08.10	Ne20-K 28.08.10	Nº17-K 26.08.10	Nº24-K 16.09.10	№27. 5.09.10	N <u>6</u> 26-K 3.09.10	№33-K 14.09.10	№39-K 22.09.10	N <u>e</u> 34-K 11.09.10	N <u>e</u> 36-K 16.09.10	N <u>0</u> 35 16.09.10	Nº16-K 26.08.10	No28 5.09.10	No25-K 3.09.10	Nº14-K 21.08.10
	№ П/П	1	1	2	3	4	5	9	L	8	6	10	11	12	13	14	15	16	17

иние табл. 4.2	L	271	263	253	276	259	427	480	394	412	$\frac{\Sigma 1347}{11} = 122,45$	$\frac{\Sigma2856}{11} = 259,64$	$\frac{\Sigma 1713}{4} = 428, 25$
ОКОНЧ	9	216	211	228	249	234	213	192	236	206	$\frac{\Sigma 2752}{11} = 250,18$	$\frac{\Sigma2572}{11} = 233,82$	$\frac{\Sigma 847}{4} = 211,75$
	5	53,2	53,0	52,5	52,2	51,2	53,2	51,9	54,8	52,4	$\frac{\Sigma 586,5}{11} = 53,318$	$\frac{\Sigma578,8}{11} = 52,618$	$\frac{\Sigma212,3}{4} = 53,075$
	7	8	8	6	6	6	2	7	9	2	$\frac{\Sigma 225}{11} = 20,455$	$\frac{\Sigma101}{11} = 9,182$	$\frac{\Sigma20}{4} = 5,000$
	3	8	8	8	8	8	12	12	12	12	ачения по одиннад- иситетом <i>е</i> ₁ = 4см	ачения по одиннад- риситетом $e_2 = 8$ см	ачения по четырём м
	2	№22 30.08.10	№19-K 28.09.10	№21 30.08.10	№K-30 10.09.10	№K-38 18.09.10	№23-K 1.09.10	Nº13 21.08.10	№ <u>3</u> 1-К 12.09.10	№K-29 10.09.10	неарифметические зн и образцам с эксцентр	неарифметические зн и образцам с эксцентр	цнеарифметические зн образцаі
	1	18	19	20	21	22	23	24	25	26	Сред цати	Сред цати	Сред

4.3. Деформационные и прочностные характеристики опытных двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренно приложенной сжимающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета

Для двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин техническое состояние перед началом приложения внецентренной сжимающей нагрузки, кинетика прироста абсолютных деформаций, изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях, изменение жёсткости, техническое состояние железобетонных колонн после испытания внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой, техническое состояние арматурных каркасов, извлечённых из экспериментальных железобетонных конструкций после лабораторных кратковременных испытаний для соответствующих номеров опытных железобетонных образцов показаны на соответствующих номерах рисунков: №8 на рис. 4.156–4.161; №7 на рис. 4.162–4.167; №12-К на рис. 4.168–4.171; №2-К на рис. 4.172– 4.177; №11-К на рис. 4.178–4. 182; №1-К на рис. 4.183–4.187; №9-К на рис. 4.188–4.193; №32-К на рис. 4.194–4.196; №10 на рис. 4.197–4.201; №4-К на рис. 4.202–4.207; №5-К на рис. 4.208–4.213; №6-К на рис. 4.214– 4.219; №3-К на рис. 4.220–4.224.



Рис. 4.156. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 8 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см



Рис. 4.157. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 8 с размерами 1000х120х110мм без коррозионных продольных трещин, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 153), (4; 680), (6; 1082), (8; 1593), (10; 2112), (12; 2653), (13; 2910).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 250,864 \cdot P - 348$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 13$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2910$ см/100см = $291 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2910$ мкм/13тонн = 224 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,5$ МПа.



Рис. 4.158. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 8 без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами 1 по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 5), (4; 25), (6; 44), (8; 68), (10; 102), (12; 154), (13; 232); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 7), (4; 12), (6; 47), (8; 85), (10, 120), (12; 143), (13; 166). $P_{\text{разр}}$ =13 тонн.



Рис. 4.159. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны №8 без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 12,800), (4; 8,303), (6; 5,064), (8; 4,016), (10; 3,459), (12;3,103), (13; 2,509). P_{pasp} =13 тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 0,50 + 16 \cdot e^{-0,16 \cdot P}$.



Рис. 4.160. Двухконсольная железобетонная колонна № 8 без коррозионных продольных трещин по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой. Фрагмент разрушения сжатой зоны бетона




Рис. 4.161 Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двух консольной железобетонной колонны № 8 без коррозионных продольных трещин, после экспериментального испытания

Рис. 4.162. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 7 без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 155), (4; 748), (6; 1260), (8; 1780), (10; 2380), (12; 2930), (18; 3270).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 283, 18 \cdot P - 411$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 13$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,3270$ см/100см = $327 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 3270$ мкм/13 тонн = 252 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,9$ МПа.



Рис. 4.164. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двух консольной железобетонной колонны № 7 без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 10), (4; 29), (6; 53), (8; 88), (10; 126), (12; 176), (13; 226); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 8), (4; 16), (6; 38), (8; 67), (10, 96), (12; 138), (13; 163). $P_{\text{разр}} = 13$ тонн.



Рис. 4.165. Изменение жёсткости опытной двухконсольной железобетонной колонны № 7 без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 8,533), (4; 6,827), (6; 5,064), (8; 3,964), (10; 3,459), (12; 2,446), (13; 2,567). P_{pasp} =13 тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 8,720 - 0,473 \cdot P$.





Рис. 4.166. Двухконсольная железобетонная колонна № 7 без коррозионных продольных трещин по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой

Рис. 4.167. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны №7 без коррозионных продольных трещин, после экспериментального испытания



Рис. 4.168. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 12-К без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=12 см и общий вид опытного железобетонного образца



Рис. 4.169. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне №12-К с размерами 1000х120х110мм без коррозионных продольных трещин, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=12 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 131), (2; 537), (3; 1180), (4; 1592), (5; 1872), (6; 2480), (7; 2793), (8; 3305).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 453, 43 \cdot P - 322$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 8$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,3305$ см/100см = $331 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 3305$ мкм/8тонн = 413 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 54,4$ МПа.



Рис. 4.170. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 12-К без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 12 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 9), (2; 25), (3; 49). (4; 78), (5; 114), (6; 152), (7; 192), (8; 248); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 6), (2; 15), (3; 28), (4; 44), (5; 62), (6; 96), (7; 129), (8; 168). $P_{\text{pagp}} = 8$ тонн.



Рис. 4.171. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 12-К без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 12 см до разрушающей нагрузки.

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 7,680), (2; 5,760), (3; 4,488), (4; 3,777), (5; 3,273), (6; 2,787),(7;2,512),(8;2,215). $P_{\text{pasp}} = 8$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 9 \cdot e^{-0.20 \cdot P} - 0.398$.



Рис. 4.172. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны \mathbb{N}° 2-К без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом e=12 см



Рис. 4.173. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 2-К с размерами 1000х120х110мм без коррозионных продольных трещин, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=12 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 120), (2; 504), (3; 908), (4; 1470), (5; 1852), (6; 2243), (7; 2478), (8; 2812), (9; 3330).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 401, 25 \cdot P - 281$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 9$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,3330 \text{см}/100 \text{см} = 333 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 3330$ мкм/9 тонн = 370 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 54,0$ МПа.



Рис. 4.174. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 2-К без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 12 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 13), (2; 29), (3; 58). (4; 92), (5; 125), (6; 161), (7; 202), (8; 241), (9; 276); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 10), (2; 35), (3; 60), (4; 74), (5; 91), (6; 117), (7; 142), (8; 166), (9; 192). Р_{разр} =9 тонн.



Рис. 4.175. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 2-К без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 12 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 5,009), (2; 3,600), (3; 2,929), (4; 2,776), (5; 2,667), (6; 2,486),(7;2,344),(8;2,264),(9;2,215). Р_{разр} =9тонн. Уравнение регрессии $D/10^8 = 4 \cdot e^{-0.20 \cdot P} + 1.554$.



Рис. 4.176. Двухконсольная железобетонная колонна № 2-К без коррозионных продольных трещин по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.177. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны №2-К без коррозионных продольных трещин, после экспериментального испытания



Рис. 4.178. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 11-К без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 126), (4; 512), (6; 893), (8; 1216), (10; 1512), (12; 1806), (14; 2214), (15; 2405).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 175, 31 \cdot P - 225$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 15$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2405$ см/100см = $241\cdot10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2405$ мкм/15 тонн = 160 мкм/тонна .

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 55,2$ МПа .



Рис. 4.180. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 11-К без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 4), (4; 15), (6; 25), (8; 46), (10; 92), (12; 132), (14; 175), (15; 242); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 3), (4; 9), (6; 15), (8; 38), (10, 71), (12; 104), (14; 145), (15; 176). P_{pa3p} =15 тонн.



Рис. 4.181. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 11-К без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 21,943), (4; 12,800), (6; 11,520), (8; 7,314), (10; 4,720), (12; 3,905), (14; 3,360), (15; 2,756). $P_{\text{разр}} = 15$ тонн. Уравнение регрессии $D/10^8 = 1,460 + 26 \cdot e^{-0,20 \cdot P}$.



Рис. 4.182. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны №11-К без коррозионных продольных трещин *е*=8 см, после экспериментального испытания



Рис. 4.183. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 1-К без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см



Рис. 4.184. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне №1-К с размерами 1000х120х110мм без коррозионных продольных трещин, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 140), (4; 730), (6; 1212), (8; 1720), (10; 2215), (12; 2840).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 270, 00 \cdot P - 400$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 12$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2840$ см/100см $= 284 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 2840$ мкм/12 тонн = 237 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 49,3$ МПа.



Рис. 4.185. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 1-К без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 4), (4; 15), (6; 47), (8; 83), (10; 117), (11; 145), (12; 175); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 5), (4; 18), (6; 58), (8; 108), (10, 157), (11; 203), (12; 243). *Р*_{разр} =12 тонн.



Рис. 4.186. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 1-К без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом e = 8 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат:(2; 17,067), (4; 9,309), (6; 4,389), (8; 3,217), (10; 2,803), (11;2,428), (12; 2,205), (14; 3,360). Р_{разр} =12 тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 0,5 + 24 \cdot e^{-0,22 \cdot P}$.



Рис. 4.187. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны №1-К без коррозионных продольных трещин, после экспериментального испытания



Рис. 4.188. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 9-К без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см



Рис. 4.189. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 9-К с размерами 1000х120х110мм без коррозионных продольных трещин, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=8 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 135), (4; 430), (6; 860), (8; 1140), (10; 1486), (12; 1844), (14; 2205).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 172, 50 \cdot P - 210$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 14$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2205$ см/100см = $221 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2205$ мкм/14тонн = 158 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 55,0$ МПа.



Рис. 4.190. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 9-К без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 8 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 6), (4; 24), (6; 35), (8; 66), (10; 98), (12; 150), (14; 236); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 4), (4; 9), (6; 36), (8; 48), (10, 73), (12; 117), (14; 170). $P_{\text{разр}} = 14$ тонн.



Рис. 4.191. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 9-К без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 8 см до разрушающей нагрузки.

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (2; 15,360), (4; 9,309), (6; 6,490), (8; 5,389), (10; 4,491), (12;3,451), (14; 2,648). Р_{разр} =14 тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 1,00 + 20 \cdot e^{-0.18 \cdot P}$.



Рис. 4.192. Двухконсольная железобетонная колонна № 9-К без коррозионных продольных трещин по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой. Фрагмент разрушения сжатой зоны бетона



Рис. 4.193. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 9-К без коррозионных продольных трещин, после экспериментального испытания





Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 230), (6; 525), (9; 860), (12; 1205), (15; 1650), (18; 1940), (21; 2237).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 115, 50 \cdot P - 105$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 21$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2237 \text{ см}/100 \text{ см} = 224 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm ver} = 2237$ мкм/21 тонн = 107 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 50,5$ МПа.



Рис. 4.195. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 32-К без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3;3), (6; 7), (9;14), (12; 21), (15; 44), (18; 75), (21; 134); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 5), (6;15), (9; 33), (12; 52), (15,77), (18; 123), (21; 196). $P_{\text{pasp}} = 21$ тонна.



Рис. 4.196. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 32-К без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см. до разрушающей нагрузки.

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 14,400), (6; 10,473), (9; 8,862), (12; 7,890), (15; 4,760), (18; 3,491), (21; 2,444). P_{pasp} =21 тонна.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 13,683 - 0,535 \cdot P$.



Рис. 4.197. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 10-К без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *е*=4 см



Рис.4.198. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне №10 с размерами 1000х120х110мм без коррозионных продольных трещин, в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс по оси ординат: (3; 140), (6; 490), (9; 740), (12; 1060), (15; 1505), (18; 1815), (21; 2040), (24; 2320), (27; 2720), (28; 2830).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 107, 60 \cdot P - 183$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 28$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2830 \text{см}/100 \text{см} = 283 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2830$ мкм/28 тонн = 101 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 54,5$ МПа.



Рис. 4.199. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны \mathbb{N} 10 без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом e = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3;4), (6;7), (9;12), (12; 25), (15; 33), (18; 42), (21; 53), (24; 71), (27;98), (28; 108); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 7), (6;20), (9; 36), (12; 55), (15,74), (18; 95), (21; 118), (24; 149), (27; 194), (28; 216). P_{pasp} =28 тонн.



Рис. 4.200. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 10-К без коррозионных продольных трещин №10 при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат:(3; 10,473), (6; 8,533), (9; 7,200), (12; 5,760), (15; 5,383), (18; 5,045), (21; 4,716), (24;4,189), (27; 3,551), (28; 3,319). P_{pasp} =28 тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 3, 1+12 \cdot e^{-0, 15 \cdot P}$.



Рис. 4.201. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны №10 без коррозионных продольных трещин, после экспериментального испытания









Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс по оси ординат: (3; 150), (6; 450), (9; 740), (12; 1040), (15; 1260), (18; 1505), (21; 1780), (24; 2090),(26;2305).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 93, 70 \cdot P - 131$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 26$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2305$ см/100см = $230 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 2305$ мкм/26 тонн = 89 мкм/тонна .

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 51,7$ МПа.



Рис. 4.204. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 4-К без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3;3), (6;7), (9;17), (12; 27), (15; 40), (18; 49), (21; 63), (24; 83), (26;100); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 4), (6;15), (9; 33), (12; 55), (15,77), (18; 103), (21; 132), (24; 174), (26; 210). $P_{\text{разр}}$ =26 тонн.



Рис. 4.205. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 4-К без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см. до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 16,457), (6; 10,473), (9; 6,912), (12; 5,620), (15; 4,923), (18; 4,547), (21; 4,135), (24; 3,586), (26; 3,221). $P_{\text{pasp}} = 26$ тонн. Уравнение регрессии $D/10^8 = 3,1+24 \cdot e^{-0,2 \cdot P}$.





Рис. 4.206. Двухконсольная железобетонная колонна №4-К без коррозионных продольных трещин по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой

Рис. 4.207. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны №4-К без коррозионных продольных трещин, после экспериментального испытания



Рис. 4.208. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны №5-К без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см



Рис. 4.209. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 5-К с размерами 1000х120х110мм без коррозионных продольных трещин в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 160), (6; 605), (9; 990), (12; 1350), (15; 1605), (18; 1940), (21; 2340), (24; 2770), (26; 3045).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 125, 43 \cdot P - 216$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 26$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,3045$ см/100см = $305 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 3045$ мкм/26 тонн = 117 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 55,9$ МПа.



Рис. 4.210. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны №5-К без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3;3), (6;7), (9;14), (12; 21), (15; 31), (18; 43), (21; 52), (24; 74), (26;98); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 5), (6;18), (9; 35), (12; 52), (15,74), (18; 98), (21; 127), (24; 170), (26; 210). $P_{\text{разр}}$ =26 тонн.



Рис. 4.211. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 5-К без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D = 10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 14,400), (6; 9,216), (9; 7,053), (12; 5,312), (15; 5,485), (18; 4,902), (21; 4,505), (24; 3,777), (26; 3,242). Р_{разр} =26тонн. Уравнение регрессии $D/10^8 = 2,9 + 16 \cdot e^{-0,155 \cdot P}$.



Рис. 4.212. Двухконсольная железобетонная колонна № 5-К без коррозионных продольных трещин по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.213. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны №5-К без коррозионных продольных трещин, после экспериментального испытания

Рис. 4.214. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 6-К без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=12 см



Рис. 4.215. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 6-К с размерами 1000х120х110мм без коррозионных продольных трещин в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=12 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 124), (2; 710), (3; 1215), (4; 1692), (5; 2191), (6; 2543), (7; 3045), (8; 3605).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 497, 29 \cdot P - 373$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 8$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,3605 \text{см}/100 \text{см} = 361 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{\rm vcp} = 3605$ мкм/8 тонн = 451 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 51,4$ МПа.



Рис. 4.216. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 6-К без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 12 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат:(1; 11), (2; 30), (3; 62). (4; 107), (5; 139), (6; 172), (7; 210), (8; 254); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 8), (2; 16), (3; 42), (4; 63), (5; 86), (6; 115), (7; 143), (8; 174). $P_{\text{разр}} = 8$ тонн.



Рис. 4.217. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 6-К без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 12 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (1; 6,063), (2; 5,009), (3; 3,323), (4; 2,711), (5; 2,560), (6; 2,408), (7; 2,284), (8; 2,153). $P_{\text{pasp}} = 8$ тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 6 \cdot e^{-0.18 \cdot P} + 0,731$.



Рис. 4.218. Двухконсольная железобетонная колонна № 6-К без коррозионных продольных трещин по окончании испытания до разрушения внецентренно приложенной сжимающей нагрузкой



Рис. 4.219. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 6-К без коррозионных продольных трещин, после экспериментального испытания



Рис. 4.220. Техническое состояние двухконсольной железобетонной колонны № 3-К без коррозионных продольных трещин в испытательном стенде перед началом приложения внецентренно сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см



Рис. 4.221. Кинетика прироста абсолютных деформаций на двухконсольной железобетонной колонне № 3-К с размерами 1000х120х110мм без коррозионных продольных трещин в условиях приложения кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e*=4 см

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсцисс по оси ординат: (3; 140), (6; 505), (9; 780), (12; 1085), (15; 1260), (18; 1530), (21; 1810), (24; 2165), (27; 2445).

Уравнение регрессии: $\Delta L = 96,04 \cdot P - 148$, где ΔL в мкм, *P* в тоннах.

Относительные деформации сжатия железобетонного образца при разрушающей сжимающей нагрузке $P_{\text{pasp}} = 27$ тонн: $\varepsilon_{\text{pasp}} = 0,2445$ см/100см = $245 \cdot 10^{-5}$.

Усреднённый прирост абсолютных деформаций сжатия на P = 1 тонна: $\Delta L_{vep} = 2445$ мкм/27тонн = 91 мкм/тонна.

Среднеарифметическое значение прочности бетона на сжатие из 15 измерений склерометром $\overline{R} = 53,8$ МПа.



Рис. 4.222. Изменение абсолютных деформаций на растянутой и сжатой гранях двухконсольной железобетонной колонны № 3-К без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренной сжимающей нагрузки с эксцентриситетом *e* = 4 см

Условные обозначения. Окружности – деформация растяжения с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3;3), (6;7), (9;15), (12; 15), (15; 35), (18; 46), (21; 58), (24; 77), (27;88); треугольники – деформация сжатия с координатами соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 7), (6;17), (9; 39), (12; 60), (15,83), (18; 112), (21; 145), (24; 186), (27; 230). *P*_{разр} =27 тонн.



Рис. 4.223. Изменение жёсткости двухконсольной железобетонной колонны № 3-К без коррозионных продольных трещин при кратковременном внецентренном сжатии с эксцентриситетом *e* = 4 см до разрушающей нагрузки

Условные обозначения: координаты квадратов экспериментальных значений жесткости $D/10^8$ соответственно по оси абсцисс и по оси ординат: (3; 11,520), (6; 9,600), (9; 6,400), (12; 6,144), (15; 4,881), (18; 4,375), (21; 3,972), (24; 3,504), (27; 3,260). P_{pasp} =27 тонн.

Уравнение регрессии $D/10^8 = 17 \cdot e^{-0.029 \cdot P} - 6.6$.



Рис. 4.224. Техническое состояние арматурного каркаса, извлечённого из двухконсольной железобетонной колонны № 3-К без коррозионных продольных трещин, после экспериментального испытания

4.4. Обобщающие значения деформационных и прочностных характеристик опытных двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренно приложенной сжимающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета

Графические значения относительных деформаций сжатия двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин в зависимости от величины эксцентриситета приложенной внецентренной сжимающей нагрузки при её конечной разрушающей нагрузки представлены на рис.4.225.

На рис. 4.226 показаны графические значения абсолютных деформаций сжатия двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин, приведённые к одной тонне приложенной внецентренной сжимающей разрушающей нагрузки, с соответствующими величинами эксцентриситета: $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см.

В табл. 4.3 приведены численные значения деформационных и прочностных характеристик двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин при воздействии кратковременной внецентренной сжимающей разрушающей нагрузки с соответствующими величинами эксцентриситета: $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см.



Рис. 4.225. Относительные деформации сжатия двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона при действии внецентренной сжимающей разрушающей нагрузки с различными величинами эксцентриситетов

Условные обозначения. Окружности –опытные железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом e = 4 см с номерами, приведёнными в табл. 4.3 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсциссы: [225, 21, (№32-К)]; [227,28, (№10-К)]; [231, 26, (№4-К)]; [242, 26, (№5-К)]; [245,27, (№3-К)]. Треугольники – опытные железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом e = 8 см, с номерами, приведёнными в табл. 4.3 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсциссы[:221; 13,5, (№9-К)]; [224, 13, (№7)]; [233, 12, (№1-К)]; [234, 13, (№8-К)]; [241, 15, (№11К)].

Квадраты – опытные железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом e = 12 см, с номерами, приведёнными в табл. 4.3 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения значений по оси абсцисс: [293, 48 (№12-К)]; [306, 8, (№6-К)]; [333, 8, (№2-К)].



Рис. 4.226. Абсолютные деформации сжатия двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона, приведённые к одной тонне приложенной внецентренной сжимающей разрушающей нагрузки с различными величинами эксцентриситетов

Условные обозначения. Окружности – опытные железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом e = 4 см, с номерами, приведёнными в табл. 4.3 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения их по оси абсциссы: [81, 28, (№10-К)]; [89, 26, (№4-К)]; [93, 26, (№5-К)]; [107, 21, (№32-К)].

Треугольники – опытные железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом e = 8см, с номерами, приведёнными в табл. 4.3 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения их по оси абсциссы: [158; 13,5; (№19-К)]; [160, 15, (№11К)]; [172, 13, (№7)]; [180, 13, (№8-К)]; [194,12, (№9)].

Квадраты – опытные железобетонные образцы, испытанные с эксцентриситетом e = 12 см, с номерами, приведёнными в табл.4.3 и отмеченными в круглых скобках, при соответствующих значениях координат, указанных в порядке увеличения их по оси абсциссы: [366, 8, (№12-К)];[370, 8, (№2-К)];[382,8, (№6-К)].

Таблица 4,3 Численные значения деформационных и прочностных характеристик двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона при воздействии приложенной кратковременной внецентренной сжимающей разрушающей нагрузки с различными величинами эксцентриситетов

	•			-		
					Деформационны железобетон	е характеристики ных образцов
Š	Название обпазиа	Эксцентриситет е,	газрушающая нагиузка сжатия	Средняя прочность	Относительные	Абсолютные
п/п		CM	$P_{\text{man}} T$	бетона R, МПа	деформации	деформации сжатия
			4 pa3p, 4		сжатия $\varepsilon \cdot 10^{-5}$	на одну тонну
					при P_{pa3p}	нагрузки $\Delta \ell$, мм/т
1	2	3	4	5	9	7
1	№32-K 12.09.10	7	21	50,5	224	107
2	№10 17.08.10 No	7	28	54,5	283	101
ω	№4-K 11.08.10	4	26	51,7	230	89
4	№5-K 13.08.10	4	26	55,9	305	117
5	№3-K 11.08.10	7	27	53,8	245	91
9	№ 8 15.08.10	8	13	53,5	291	224
7	№7. 15.08.10	8	13	53,9	327	252
8	№11-K 19.08.10	8	15	55,2	241	160
6	№1-K 9.08.10	8	12	49,3	284	237
10	№9-К 17.08.10	8	13,5	55,0	221	158
11	№12-K 19.08.10	12	8	54,4	331	413
12	№2-К 9.08.10	12	8	54,0	333	370
13	№6-K 13.08.10	12	8	51,4	361	451
Средн	неарифметические зн.	ачения для пяти об-	$\Sigma 128 = 25.600$	$\Sigma 266, 4 = 52.00$	$\Sigma 1287 = 257$	$\Sigma 505_{-101,00}$
разцо	в с эксцентриситетом	$e_1 = 4 \text{ cm}$	${5} = 23,000$	5 = 33,20	${5} = 231,4$	${5} = 101,00$
Средн	неарифметические зн.	ачения для пяти об-	$\Sigma 67,0_{-12,400}$	$\Sigma 266, 9 - 52, 20$	Σ1364 _ 777 o	$\Sigma 1031_{-206.2}$
разцо	в с эксцентриситетом	$e_2 = 8 \text{ cm}$	5 = 13,400	5 = -30,300	${5} = \frac{-1}{2},0$	${5} = 200, 2$
Средн	неарифметические зн	ачения для трёх об-	$\Sigma 25 _ 0 222$	$\Sigma 159,8_{-52,37}$	$\Sigma 1025 = 2.41.67$	$\Sigma 1234 = 411 - 22$
разцо	в с эксцентриситетом	$e_3 = 12 \text{ cm}$	$\frac{-1}{3} = 0.000$	$\frac{3}{3} = 33, 21$	$\frac{3}{3}$ = 341,0/	

320

4.5. Анализ результатов кратковременных экспериментальных испытаний деформационных и прочностных характеристик опытных железобетонных двухконсольных и призматических колонн с коррозионными и без коррозионных продольных трещин

На рис.4.227 и 4.228 показаны функциональные экспоненциальные зависимости экспериментальных средних значений жёсткости внецентренно изгибаемых двухконсольных железобетонных колонн, соответственно имеющие и не имеющие коррозионные продольные трещины, в зависимости от величины эксцентриситета внецентренно приложенной кратковременной сжимающей нагрузки.



Рис.4.227. Изменение средних значений жёсткости внецентренно изгибаемых двухконсольных железобетонных колонн, имеющих коррозионные продольные трещины, в зависимости от величины эксцентриситета приложенной кратковременной сжимающей нагрузки на опытные железобетонные конструкции при соответствующем их количестве: *E* =4 см (12 образцов), *E*=8 см (9 образцов), *E*=12 см (6 образцов)

Условные обозначения: координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (4; 2,44), (8; 1,62), (12; 1,30).

Уравнение регрессии: $D/10^8 = 0,73 + 3 \cdot e^{-0,140E}$

Численные результаты на графике рис. 4.227 констатируют, что для эксцентриситетов $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см средние значения жёсткости внецентренно изгибаемых двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами соответственно равняются $D_1 = 2,44$ кг·см², $D_2 = 1,62$ кг·см² и $D_3 = 1,30$ кг·см². При этих величинах относительные значения жёсткости для прикладываемых эксцентриситетов $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см соответственно составляют 1; 0,67 и 0,53.



Рис.4.228. Изменение средних значений жёсткости внецентренно изгибаемых двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин в зависимости от величины эксцентриситета приложенной кратковременной сжимающей нагрузки на опытные железобетонные образцы при соответствующем их количестве: *E* =4 см (4 образца), *E*=8 см (5 образцов), *E*=12 см (3 образца)

Условные обозначения: координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (4; 3,55), (8; 2,54), (12; 2,193).

Уравнение регрессии: $D/10^8 = 1,59 + 3,5 \cdot e^{-0,145E}$.

Численные данные на графике рис. 4.228 показывают, что для эксцентриситетов $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см средние значения жёсткости внецентренно изгибаемых двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин соответственно равняются $D_1 = 3,55$ кг·см², $D_2 = 2,54$ кг·см² и $D_3 = 2,193$ кг·см². При этих величинах относительные значения жёсткости для прикладываемых эксцентриситетов $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см соответственно составляют 1; 0,72 и 0,68.

По результатам функциональных экспоненциальных зависимостей, представленных на графиках рис. 4.227 и 4.228, получена функциональная линейная зависимость относительного изменения средних значений жёсткости двухконсольных железобетонных колонн, соответственно имеющих и не имеющих коррозионные продольные трещины, при действии кратковременной внецентренно приложенной нагрузки сжатия в зависимости от величины эксцентриситета, которая показана на рис. 4.229.



Рис.4.229. Изменение относительных средних значений жёсткости внецентренно изгибаемых двухконсольных железобетонных колонн, соответственно имеющих и не имеющих коррозионных продольных трещин, в зависимости от величины соответствующих эксцентриситетов: *E* =4 см (4 образца без продольных трещин и 12образцов с продольными трещинами); *E*=8 см (5 образцов без продольных трещин и 9 образцов с продольными трещинами); *E*=12 см (3 образца без продольных трещин и 6 образцов с продольными трещинами)

Условные обозначения: координаты окружностей экспериментальных значений соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (4; 31,3), (8; 36,2), (12; 40,9). Уравнение регрессии: $\Delta D/10^8 = 26,5+1,20 \cdot E$

Численные данные на графике на рис. 4.229 показывают, что относительные величины уменьшения средних значений жёсткости внецентренно изгибаемых железобетонных колонн, имеющих и не имеющих коррозионные продольные трещины, увеличиваются с ростом значений эксцентриситета и составляют для $e_1 = 4$ см, $e_2 = 8$ см и $e_3 = 12$ см соответственно $\Delta D_1 = 31,3$ %, $\Delta D_2 = 36,2$ % и $\Delta D_3 = 40,9$ %.

Для опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн с коррозионными и без коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона на графиках на рис.4.230 и 4.231 представлены функциональные экспоненциальные зависимости средних значений разрушающей нагрузки сжатия от величины эксцентриситета соответственно для $e_1 = 0$ см, $e_2 = 4$ см, $e_3 = 8$ см и $e_4 = 12$ см.



Рис. 4.230. Функциональная экспоненциальная зависимость разрушающей нагрузки сжатия от величины эксцентриситета соответственно для *e*₁=0 см, *e*₂=4 см, *e*₃=8 см и *e*₄=12 см для опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн с коррозионными продольными трещинами

Условные обозначения: окружность – экспериментальные результаты, полученные с двухконсольных железобетонных колонн; треугольник – экспериментальные данные представленные с призматических железобетонных колонн. Координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты с учётом данных табл. 4.2: (4; 20,455), (8; 9,182), (12; 5,000). Координаты треугольника соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты с учётом данных табл. 3.2: (0; 39,783).

Уравнение регрессии: $P_p = 40 \cdot e^{-0.17 \cdot E}$ с координатами соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 40,000), (4; 20,266), (8; 10,268), (12; 5,202).

Анализ численных значений на графике на рис. 4.230 показывает, что относительные средние величины разрушающей нагрузки сжатия для опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона в зависимости от величины эксцентриситета приложенной сжимающей нагрузки для $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см соответственно имеют относительные количественные данные: 1; 0,51; 0,26; и 0,13. То есть величина разрушающей нагрузки сжатия для значений эксцентриситетов $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см соответственно в 1,96; 3,85 и 7,69 раз меньше аналогичной величины, чем для эксцентриситета $E_1 = 0$ см.


Рис. 4.231. Функциональная экспоненциальная зависимость разрушающей нагрузки сжатия от величины эксцентриситета соответственно для $e_1 = 0$ см, $e_2 = 4$ см, $e_3 = 8$ см и $e_4 = 12$ см для опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн без коррозионных продольных трещин

Условные обозначения: окружность – экспериментальные результаты, полученные с двухконсольных железобетонных колонн; треугольник – экспериментальные данные представленные с призматических железобетонных колонн. Координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты с учётом данных табл. 4.3: (4; 25,600), (8; 13,400), (12; 8,333). Координаты треугольника соответственно по оси абсцисс и по оси ординат с учётом данных табл. 3.3: (0; 46,600). Уравнение регрессии: $P_p = 50 \cdot e^{-0.16 \cdot E}$ с координатами соответственно по оси

абсцисс и по оси ординат: (0; 50,000), (4; 26,366), (8; 13,904), (12; 7,332).

Анализ численных данных на графике рис. 4.231 показывает, что относительные значения экспериментальных средних величин разрушающей нагрузки сжатия на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах без коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона в зависимости от величины эксцентриситета $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см соответственно имеют относительные количественные значения: 1; 0,56, 0,29 и 0,18. То есть величина разрушающей нагрузки сжатия для эксцентриситетов $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см соответственно в 1,79; 3,45 и 5,56 раз меньше аналогичной величины, чем для эксцентриситета $E_1 = 0$ см.

По численным результатам функциональных экспоненциальных зависимостей, представленных на рис. 4.230 и 4.231, получена функциональная линейная зависимость относительного значения разрушающей нагрузки сжатия, приложенной к опытным железобетонным призматическим и двухконсольным колоннам соответственно без коррозионных и с коррозионными продольными трещинами, в зависимости от величины эксцентриситетов $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см, которая расположена на рис. 4.232.



Рис. 4.232. Функциональная линейная зависимость относительного значения разрушающей нагрузки сжатия, приложенной к опытным железобетонным призматическим и двухконсольным колоннам без коррозионных продольных трещин по отношению к соответствующим колоннам с коррозионными продольными трещинами, в зависимости от величины эксцентриситета

Условные обозначения: окружность – экспериментальные усредненные результаты, полученные с двухконсольных железобетонных колонн; треугольник – экспериментальные усредненные данные, представленные с призматических железобетонных колонн.

Координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (4; 20,1), (8; 31,5), (12; 40,0). Координаты треугольника соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 13,5).

Уравнение регрессии: $\Delta P_p = 13,500 + 2,208 \cdot E$ с координатами соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 13,5), (4; 22,3), (8; 31,2), (12; 40,0).

Численные данные на графике, приведенном на рис. 4.232 показывают, что относительные значения изменения разрушающей нагрузки сжатия опытных железобетонных колонн, соответственно не имеющих и имеющих коррозионные продольные трещины, увеличиваются по функциональной линейной зависимости с ростом величины эксцентриситета и составляют для $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см соответственно $\Delta P_1 = 13,5 \%$, $\Delta P_2 = 20,1 \%$, $\Delta P_3 = 31,5 \%$ и $\Delta P_4 = 40,0 \%$.

Функциональные экспоненциальные зависимости экспериментальных средних значений относительных деформаций сжатия при разрушающей сжимающей нагрузке на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах с наличием и без наличия коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона в зависимости от величины эксцентриситета соответственно для $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см показаны на рис. 233 и 234.



Рис. 4.233. Изменение средней величины относительных деформаций сжатия при разрушающей сжимающей нагрузке для центрального и внецентренного сжатия на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах с коррозионными продольными трещинами в зависимости от величины эксцентриситета соответственно для $e_1 = 0$ см, $e_2 = 4$ см, $e_3 = 8$ см и $e_4 = 12$ см

Условные обозначения: окружность – экспериментальные усредненные результаты, полученные с двухконсольных железобетонных колонн; треугольник – экспериментальные усредненные данные, представленные с призматических железобетонных колонн.

Координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты с учётом данных табл.4.2: (4; 250), (8; 234), (12; 212). Координаты треугольника соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты с учётом данных табл. 3.2: (0; 416).

Уравнение регрессии: $\varepsilon \cdot 10^{-5} = 200 + 216 \cdot e^{-0.20E}$ с координатами соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 416), (4; 297), (8; 244), (12; 220).

Анализ численных результатов на графике рис. 4.233, показывает, что усредненные величины относительных деформаций сжатия при разрушающей сжимающей нагрузке для опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона в зависимости от эксцентриситета приложенной сжимающей нагрузки E_1 = 0 см, E_2 = 4 см, E_3 = 8 см и E_4 = 12 см соответственно имеют относительные количественные показатели: 1; 0,60; 0,56 и 0,51. То есть усредненные величины относительных деформаций скатия при разрушающей сжимающей нагрузке для значений эксцентриситетов E_2 = 4 см, E_3 = 8 см и E_4 = 12 см соответственно имеют относительные величины относительных деформаций скатия при разрушающей сжимающей нагрузке для значений эксцентриситетов E_2 = 4 см, E_3 = 8 см и E_4 = 12 см соответственно в 1,67; 1,79 и 1,96 раз меньше аналогичных значений , чем для разрушающей нагрузки сжатия при величине эксцентриситета E_1 = 0 см.



Рис. 4.234. Изменение средней величины относительных деформаций при разрушающей нагрузке для центрального и внецентренного сжатия на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах без коррозионных продольных трещи в зависимости от величины эксцентриситета соответственно для $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см. Условные обозначения: окружность – экспериментальные усредненные результаты, полученные с двухконсольных железобетонных колонн; треугольник – экспериментальные усредненные, представленные с призматических железобетонных колонн

Координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты с учётом данных табл.4.3: (4; 257), (8; 273), (12; 242). Координаты треугольника соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты с учётом данных табл. 3.3: (0; 358).

Уравнение регрессии: $\varepsilon \cdot 10^{-5} = 300 + 58 \cdot e^{-0,20E}$ с координатами соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 358), (4; 326), (8; 312), (12; 305).

Анализ численных данных на графике на рис. 4.234, показывает, что усредненные величины относительных деформаций сжатия при разрушающей нагрузке для опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн без коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона в зависимости от величины эксцентриситета приложенной сжимающей нагрузки для $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см соответственно имеют относительных деформаций сжатия при разрушающей сжимающей нагрузке для эксцентриситетов $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см соответственно имеют относительных деформаций сжатия при разрушающей сжимающей нагрузке для эксцентриситетов $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см соответственно в 1,10; 1,15 и 1,18 раз меньше аналогичных величин, чем для разрушающей нагрузки сжатия при эксцентриситете $E_1 = 0$ см.

По данным функциональных экспоненциальных зависимостей, показанных на рис. 4.233 и 4.234, определена функциональная экспоненциальная зависимость относительной величины изменения относительных деформаций сжатия на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах, имеющих и не имеющих коррозионные продольные трещины, при воздействии на них разрушающей нагрузки сжатия в зависимости от величины эксцентриситета соответственно для $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см, которая представлена на рис. 4.235.



Рис. 4.235. Относительная величина изменения относительных деформаций сжатия на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн, соответственно имеющих и не имеющих коррозионные продольные трещины, при воздействии разрушающей центрально и внецентренно приложенной сжимающей нагрузки с эксцентриситетами $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см

Условные обозначения: окружность –результаты с уравнения регрессии, полученной с двухконсольных железобетонных колонн; треугольник –данные с уравнения регрессии, представленной с призматических железобетонных колонн.

Координаты треугольника соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 0). Координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (4; 25,2), (8; 25,1), (12; 27,9).

Уравнение регрессии: $\Delta \varepsilon = 30 - 30 \cdot e^{-0.40E}$ с координатами соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 0), (4; 24,0), (8; 28,8), (12; 29,8).

Анализ численных данных на графике на рис. 4.235 показывает, что относительные усредненные величины относительных деформаций на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах, не имеющих и имеющих коррозионные продольные трещины, изменяются по функциональной экспоненциальной зависимости с ростом значений эксцентриситета и составляют для $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см соответственно $\Delta \varepsilon_1 = 0$ %, $\Delta \varepsilon_2 = 25,2$ %, $\Delta \varepsilon_3 = 8,51$ % и $\Delta \varepsilon_4 = 27,9$ %.

На рис. 4.236 и 4.237 представлены функциональные параболические зависимости экспериментальных средних значений абсолютных деформаций сжатия на одну тонну сжимающей нагрузки при центральном и внецентренном сжатии опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн с наличием и без наличия коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона в зависимости от величины эксцентриситета $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см.



Рис. 4.236. Функциональная параболическая зависимость средних значений абсолютных деформаций сжатия на одну тонну сжимающей нагрузки при центральном и внецентренном сжатии в зависимости от величины эксцентриситета на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах с коррозионными продольными трещинами

Условные обозначения: окружность –экспериментальные усредненные результаты, полученные с двухконсольных железобетонных колонн; треугольник – экспериментальные усредненные данные, представленные с призматических железобетонных колонн.

Координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты с учётом данных табл. 4.2: (4; 122), (8; 260), (12; 428). Координаты треугольника соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты с учётом результатов табл. 3.2: (0; 104).

Уравнение регрессии: $\Delta \ell = 95 + 2, 3 \cdot E^2$ с координатами соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 95), (4; 132), (8; 242), (12; 426).

Анализ численных результатов на графике на рис.4.236 свидетельствует, что усредненные величины абсолютных деформаций сжатия на одну тонну сжимающей нагрузки для опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона в зависимости от величины эксцентриситета приложенной сжимающей нагрузки для $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см имеют соответствующие относительные количественные показатели: 1; 1,17; 2,50 и 4,12.



Рис. 4.237. Функциональная параболическая зависимость средних значений абсолютных деформаций сжатия на одну тонну сжимающей нагрузки при центральном и внецентренном сжатии в зависимости от величины эксцентриситета на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах без коррозионных продольных трещин

Условные обозначения: окружность – экспериментальные усредненные результаты, полученные с двухконсольных железобетонных колонн; треугольник – экспериментальные усредненные данные полученные с призматических железобетонных колонн.

Координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и оси ординаты с учётом данных табл.4.3: (4; 101), (8; 206), (12; 411). Координаты треугольника соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты с учётом результатов табл. 3.3: (0; 78).

Уравнение регрессии: $\Delta \ell = 60 + 2, 4 \cdot E^2$ с координатами соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 60), (4; 98), (8; 213), (12; 405).

Анализ численных результатов на графике на рис. 4.237 показывает, что усредненные величины абсолютных деформаций сжатия на одну тонну сжимающей нагрузки для опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн без коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона в зависимости от величины эксцентриситета приложенной сжимающей нагрузки для $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см имеют соответствующие относительные количественные показатели: 1; 1,29; 2,64 и 5,27.

По данным функциональных параболических зависимостей, показанных на рис. 4.236 и 4.237, рассчитана линейная функциональная зависимость относительной величины изменения абсолютных деформаций сжатия на одну тонну сжимающей нагрузки на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах, имеющих и не имеющих коррозионные продольные трещины, в зависимости от величины эксцентриситета соответственно для $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см, которая приводится на рис. 4.238.



Рис. 4.238. Относительная величина изменения абсолютных деформаций сжатия на одну тонну сжимающей нагрузки на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах, соответственно имеющих и не имеющих коррозионные продольные трещины, при действии разрушающей центрально и внецентренно приложенной сжимающей нагрузки с эксцентриситетами $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см

Условные обозначения: окружность – экспериментальные усредненные результаты, полученные с двухконсольных железобетонных колонн; треугольник – экспериментальные усредненные численные данные, представленные с призматических железобетонных колонн.

Координаты окружностей соответственно по оси абсциссы и оси ординаты: (4; 17,2), (8; 20,8), (12; 4,0). Координаты треугольника соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 25,0).

Уравнение регрессии: $\Delta \ell = 25 - 1,75 \cdot E$ с координатами соответственно по оси абсциссы и по оси ординаты: (0; 25,0), (4; 18,0), (8; 11,0), (12; 4,0).

Анализ численных данных на графике на рис. 4.238 показывает, что относительные усредненные величины абсолютных деформаций сжатия на одну тонну сжимающей нагрузки на опытных железобетонных призматических и двухконсольных колоннах, не имеющих и имеющих коррозионные продольные трещины, изменяются по линейному закону с ростом значений эксцентриситета и составляют согласно количественным данным уравнения регрессии при $E_1 = 0$ см, $E_2 = 4$ см, $E_3 = 8$ см и $E_4 = 12$ см соответственно $\Delta \ell_1 = 25$ %, $\Delta \ell_2 = 18$ %, $\Delta \ell_3 = 11$ % и $\Delta \ell_4 = 4$ %,

5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ, ИЗВЛЕЧЁННЫХ ИЗ ОПЫТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ И ДВУХКОНСОЛЬНЫХ КОЛОНН, ПРИ ИСПЫТАНИИ ИХ НА РАСТЯЖЕНИЕ

5.1. Деформационные и прочностные характеристики арматурных стержней с коррозионным поражением

Характер разрушения рабочих арматурных стержней класса A-III (A400) диаметром D = 8 мм с коррозионным поражением, извлечённых из призматических железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона, после испытания на растяжение показан на рис. 5.1–5.7.



Рис. 5.1. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из призматической железобетонной колонны № 21, после испытания на растяжение

Рис. 5.2. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из призматической железобетонной колонны № 20, после испытания на растяжение



Рис. 5.3. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из призматической железобетонной колонны № 11, после испытания на растяжение

Рис. 5.4. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из призматической железобетонной колонны № 6, после испытания на растяжение



Рис. 5.5. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из призматической железобетонной колонны № 17, после испытания на растяжение

Рис. 5.6. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из призматической железобетонной колонны № 4, после испытания на растяжение



Рис. 5.7. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из призматической железобетонной колонны № 3, после испытания на растяжение

Визуальный анализ арматурных стержней с коррозионным поражением из призматических железобетонных колонн после испытания на растяжение, представленных на рис.5.1–5.7, показывает, что разрушение арматуры класса А-III (А400) происходит на участке с наибольшим ее коррозионным поражением вне зоны сварочного соединения рабочей и конструктивной арматуры.

Характер разрушения рабочих арматурных стержней класса A-III (A400) диаметром D = 8 мм с коррозионным поражением, извлечённых из двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона, после испытания на растяжение представлено на рис. 5.8–5.18.

Визуальный анализ арматурных стержней с коррозионным поражением из двухконсольных железобетонных колонн после испытания на растяжение, представленных на рис.5.8–5.18, показывает, что разрушение арматуры класса А-III (А400) происходит на участке с наибольшим ее коррозионным поражением вне зоны сварочного соединения рабочей и конструктивной арматуры.



Рис. 5.8. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 36-К, после испытания на растяжение

Рис. 5.9. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 25-К, после испытания на растяжение



Рис. 5.10. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 14-К, после испытания на растяжение



Рис. 5.11. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 37, после испытания на растяжение



Рис. 5.12. Разрушение арматурного стержня с коррозионным поражением, извлеченного из двухконсольной железобетонной колонны № 21, после испытания на растяжение



Рис. 5.13 Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № К-30, после испытания на растяжение



Рис. 5.14. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № К-38, после испытания на растяжение

Рис. 5.15. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 18-К, после испытания на растяжение



Рис. 5.16 Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 17-К, после испытания на растяжение

Рис. 5.17. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 24-К, после испытания на растяжение



Рис. 5.18. Арматурный стержень с коррозионным поражением, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 33-К, после испытания на растяжение.

Количественные значения геометрических характеристик коррозионного поражения рабочей арматуры класса A-III (A400) диаметром D = 8мм, величины деформационных и прочностных её свойств при растяжении с железбетонных призматических и двухконсольных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона показаны в табл. 5.1 и 5.2.

Обозначения принятые в табл. 5.1, 5.2, 5.3:

- разрушающая нагрузка сжатия $P_{\text{разр}}^{\text{сж}}$, тонны;
- эксцентриситет *e*, см;
- глубина коррозии δ_к, см;
- относительное снижение диаметра стержня ΔD , %;
- фактическая площадь поперечного сечения стержня F_{ϕ} , см²;
- относительное снижение площади стержня ΔF , %;
- разрушающая нагрузка растяжения P_{pasp} , кг;
- временное сопротивление $\sigma_{\rm B}$, кг/см²;
- нагрузка предела текучести *P*_{пт}, кг;
- сопротивление предела текучести σ_{пт}, кг/см²;
- относительное удлинение $\Delta \ell / \ell$, %;

• максимальная величина ширины раскрытия коррозионной продольной трещины $a_{\rm T}^{\rm max}$, мм.

Согласно численных данных, приведенных в табл.3.1, 4.1, 5.1 и 5.2 на железобетонные призматические и двухконсольные колонны, для максимальных значений ширины раскрытия коррозионных продольных трещин определены величины геометрических характеристик коррозионного поражения рабочей арматуры класса А-III (A400) D=8 мм, а также количественные значения её деформационных и прочностных свойств, которые приведены в табл.5.3.

Таблица 5.1

Количественные значения геометрических характеристик коррозионного поражения рабочей арматуры класса A-lll (A400) призматических и двухконсольных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона диаметром D = 8 мм, величина деформационных и прочностных её свойств при растяжении с железобетонных

-																					
			% ` }/?	}⊽	14	3		7		5		5		9		3		3		L	
			$P_{ m m}, { m K} \Gamma$	$\sigma_{\rm irr}, {\rm Kr/cm}^2$	13	Ι		I		Ι		Ι		I		I		Ι		-	
		ержень	$P_{\text{pasp}}, K\Gamma$	$\sigma_{\rm B}, {\rm Kr/}_{\rm CM}^2$	12	2800	5567	3100	6163	3020	6004	2720	5408	3180	6322	2680	5328	3200	6362	3160	6282
		Второй ст	$F_{ m \varphi},{ m cm}^2$	$\Delta F, \%$	11	0,361	28, 2	0,399	20,1	0,389	22,7	0,350	30, 4	0,410	18,5	0,368	26,8	0,412	18,1	0,407	19,1
	атура		$\delta_{\rm K}, {\rm cm}$	$\Delta D, \%$	10	0,0611	15,3	0,0434	10,9	0,0480	12,0	0,0659	16,5	0,0388	9,7	0,0575	14,4	0,0377	9,4	0,0399	10,0
	Apm		% '}/a	}∇	6	4		5		ω		4		9		7		5		ı	
			$P_{_{ m IIT}},{ m K\Gamma}$	$\sigma_{\rm m}$, kr/cm ²	8	I		I		I		1600	3181	I		I		I		Ι	
		ержень	$P_{pasp, K\Gamma}$	$\sigma_{\rm B}, \frac{{\rm K}{\rm r}}{{ m cm}^2}$	7	3160	6282	3040	6044	3060	6083	3140	6243	2960	5885	3060	6083	3220	6402	3120	6203
		Первый ст	$F_{ m \varphi},{ m cm}^2$	ΔF ,%	6	0,407	19,1	0,392	22,1	0,394	21, 7	0,404	19,7	0,321	24,3	0,394	21, 7	0,415	17,5	0,402	20,1
			$\delta_{\rm K}, {\rm cm}$	ΔD,%	5	0,0399	10,0	0,0468	11,7	0,0457	11, 4	0,0411	10,3	0,0515	12,9	0,0457	11, 4	0,0365	9,1	0,0422	10,6
			e,	СМ	4	,		ı		•		•		•		•		ı		ı	
			$P_{\scriptscriptstyle \mathrm{paap}}^{\mathrm{cw}}$, T		б	40		35		40		40		38		40		40		41	
	Колонна	призма-	тическая КП, колонна	двухкон- сольная изи	2 2	КП		КП		KII		КП		КП		КП		КП		КП	
	_		N <u>o</u> OIIbITHbIX	aotrendoo	1	Ne20	11.10.10	M⁰12	4.10.10	M₀11	2.10.10	Nº13	4.10.10	N <u>∘</u> 6	28.09.10	M⁰17	7.10.10	N <u>o</u> 4	26.09.10	Ne3	24.09.10

п. 5.1	13	5	9	L	9	9	I	L	8	5	8	8	4	L
ие таб.	12	1 1	$\frac{2600}{5169}$	$\frac{2840}{5646}$	$\frac{2880}{5726}$	$\frac{2840}{5646}$	1 1	$\frac{2680}{5328}$	$\frac{2800}{5567}$	$\frac{2600}{5169}$	$\frac{2520}{5010}$	$\frac{2550}{5070}$	1 1	$\frac{3120}{6203}$
олжен	12	$\frac{2920}{5805}$	$\frac{3300}{6561}$	$\frac{3580}{7117}$	<u>3000</u> 5964	$\frac{3040}{6044}$	$\frac{3720}{7396}$	$\frac{3340}{6640}$	$\frac{3240}{6441}$	$\frac{2950}{5865}$	<u>2960</u> 5885	$\frac{3050}{6064}$	$\frac{2480}{4930}$	$\frac{3240}{6441}$
Прод	11	$\frac{0,376}{25,2}$	$\frac{0,425}{15,5}$	$\frac{0,461}{8,3}$	$\frac{0,386}{23,3}$	$\frac{0,392}{22,1}$	$\frac{0,479}{4,8}$	$\frac{0,430}{14,5}$	$\frac{0,417}{17,1}$	$\frac{0,380}{24,5}$	$\frac{0,381}{24,3}$	$\frac{0,393}{21,9}$	$\frac{0,319}{36,6}$	$\frac{0,417}{36,6}$
	10	$\frac{0,0539}{13,5}$	$\frac{0,0321}{8,0}$	$\frac{0,0168}{4,2}$	$\frac{0,0492}{12,3}$	$\frac{0,0468}{11,7}$	$\frac{0,0093}{2,3}$	$\frac{0,0298}{7,5}$	$\frac{0,0354}{8,9}$	$\frac{0,0521}{13,0}$	$\frac{0,0515}{12,9}$	$\frac{0,0463}{11,6}$	$\frac{0,0810}{20,3}$	$\frac{0,0354}{8,9}$
	6	5	4	1	4	9	4	5	4	ŝ	9	5	9	1
	8	1 1	$\frac{2560}{5089}$	$\frac{2480}{4930}$		$\frac{2920}{5805}$	<u>3000</u> 5964	$\frac{2600}{5169}$	1 1		$\frac{2800}{5567}$	$\frac{2840}{5646}$	$\frac{2840}{5646}$	$\frac{3100}{6163}$
	7	$\frac{2540}{5050}$	$\frac{3300}{6561}$	$\frac{3180}{6322}$	<u>2800</u> 5567	$\frac{3320}{6600}$	$\frac{3160}{6282}$	$\frac{3380}{6720}$	$\frac{2860}{5686}$	$\frac{2940}{5845}$	$\frac{3280}{6521}$	$\frac{3050}{6064}$	$\frac{3060}{6083}$	$\frac{3320}{6600}$
	6	$\frac{0,327}{35,0}$	$\frac{0,425}{15,5}$	$\frac{0,410}{18,5}$	$\frac{0,361}{28,2}$	$\frac{0,428}{14,9}$	$\frac{0,407}{19,1}$	$\frac{0,435}{13,5}$	$\frac{0,368}{26,8}$	$\frac{0,379}{24,7}$	$\frac{0,422}{16,1}$	$\frac{0,393}{21,9}$	$\frac{0,394}{21,7}$	$\frac{0,428}{14,9}$
	5	$\frac{0,0772}{19,3}$	$\frac{0,0321}{8,0}$	$\frac{0,0388}{9,7}$	$\frac{0,0611}{15,3}$	$\frac{0,0309}{7,7}$	$\frac{0,0399}{10,0}$	$\frac{0,0276}{6,9}$	$\frac{0,0575}{14,4}$	$\frac{0,0527}{13,2}$	$\frac{0,0332}{8,3}$	$\frac{0,0463}{11,6}$	$\frac{0,0457}{11,4}$	$\frac{0,0309}{7,7}$
	4	I	8	∞	∞	∞	8	4	∞	12	∞	∞	4	4
	3	36	6	6	11	11	8	19	6	4	6	6	21	22
	2	КП	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K
	1	<u>№23</u> 13.10.10	N <u>a</u> 36 16.09.10	N <u>a</u> 35 16.09.10	№16-К 26.08.10	№25-К 30.09.10	№14-К 21.08.10	N <u>a</u> 37 18.09.10	N <u>6</u> 21 30.08.10	M≙13 21.08.10	№K-30 10.09.10	№K-38 18.09.10	№18-К 26.08.10	№17-K 26.08.10

I . 5.1	13	3		ı		$\Delta\ell,\%$										$\Delta \ell^{\rm cp} =$	$=\frac{119}{110}$	21 = 5.67	
ие табл	12	2980	5924	3120	6203	$P_{_{\rm III}},_{\rm K\Gamma}$	$\sigma_{\rm mr}$, kt/cm ²	$P_{\rm ur}^{ m cp} =$	-33530	$-\frac{12}{12}$	= 2794, 2	$\sigma_{\rm IIT}^{\rm ep} =$	$-\frac{6666,0}{-}$	_ 12 _	=5555,0	$P_{\rm m}^{ m cp} = 2794$	$\sigma_{\rm m}^{cp}=5555$		
хончан	12	3250	6461	3680	7316	$P_{_{\mathrm{pa3p}}},\mathrm{K}\Gamma$	$\sigma_{\rm B}, \widetilde{{\rm Kr}_{\rm CM}}^2$	$P_{ m pasp}^{ m cp} =$	76610	= <u></u> = 23	= 3113, 48	$\sigma_{_{\rm B}}^{\rm cp} =$	$-\frac{142370}{}$	_ 23 _	= 6190	$P^{\mathrm{cp}}_{\mathrm{parp}}=3114$	$\sigma_{\rm B}^{cp}=6190$		
0	11	0,419	16, 7	0,474	25,6	$F_{\phi}, { m cm}^2$	$\Delta F, \%$	$F_{\rm k}^{\rm cp} =$	$^{-}$ 9,2456 $^{-}$	$-\frac{23}{23}$	= 0,0425	$\Delta F^{\rm cp} =$	$-\frac{500,9}{-}$	_ 23 _	= 21, 78	$F_{\text{ep}}^{ ext{cp}}=0,402$	$\Delta F^{\rm cp} = 21,78$		
	10	0,0349	8,7	0,0114	2,9	$\delta_{\rm K}, cm$	$\Delta D, \%$	$\delta^{cp}_{\kappa} =$	$_{-}$ 0,9782 $_{-}$	23	= 0,0425	$\Delta D^{\rm cp} =$	$-\frac{244,9}{-}$	_ 23 _	= 10,65	$\delta^{cp}_{\kappa}=0,042$	$\Delta D^{\rm cp} = 10,65$		
	9	5		3		$\Delta l,$	%									4,7			
	8	I		I		$P_{_{ m IIT}},_{ m K\Gamma}$	$\sigma_{\rm int}$, k Γ/cM^2	$P_{\mathrm{trr}}^{\mathrm{cp}} =$	$_{-}26740$	$-\frac{10}{10}$	= 2674	$\sigma_{\rm m}^{\rm cp} =$	$-\frac{53160}{-}$	10	= 5316	$P_{\rm m}^{ m cp}=2674$	$\sigma_{\rm m}^{cp}=5316$		
	7	3160	6282	3440	6839	$P_{_{ m pasp}},_{ m K\Gamma}$	$\sigma_{_{\rm B}}, \frac{{\rm Kr}_{_{\rm CM}}^2}{{ m Cm}^2}$	$P_{ m pa3p}^{ m cp} =$	71550	==	= 3110,86	$\sigma_{\rm B}^{\rm cp} =$	$-\frac{142246}{-}$	_ 23 _	= 6185	$P^{\rm cp}_{\scriptscriptstyle \rm parp}=3111$	$\sigma_{\rm B}^{\rm cp}=6185$		
	9	0,407	$\overline{19,1}$	0,443	11,9	$F_{ m \phi}, { m cm}^2$	$\Delta F, \%$	$F_{\rm k}^{ m cp} =$	$^{-}9,156$	$-\frac{23}{23}$	= 0,398	$\Delta F^{\rm cp} =$	$-\frac{468,0}{-}$	23	= 20,35	$F_{\rm cp}=0,398$	$\Delta F^{\mathrm{cp}} = 20,35$		
	5	0,0399	10,0	0,0243	6,1	$\delta_{\rm K}, c_{\rm M}$	$\Delta D, \%$	$\delta_{\mathbf{k}}^{\mathrm{ycp}} =$	$_{-}$ 0,9875 $_{-}$	$-\frac{23}{23}$	= 0,0429	$\Delta D^{\rm ep} =$	$-\frac{247,0}{-}$	_ 23 _	= 10, 74	$\delta^{cp}_{\kappa}=0,0429$	$\Delta D^{\text{cp}} = 10, 74$		
	4	4		4															
	3	22		20															
	2	K2K		K2K															
	1	N <u>6</u> 24-K	10.09.10	N <u>6</u> 33-K	14.09.10														

Примечание . Относительное снижение площади арматурного стержня с коррозионным поражением представлено по отношению к арматурному стержню в состоянии поставки с $F = 0.503 \text{cm}^2$ Таблица 5.2 призматических и двухконсольных колонн с коррозионными продольными трещинами в защитном слое бетона диаметром D = 8мм, величина деформационных и прочностных её свойств при растяжении с железобетонных Значения геометрических характеристик коррозионного поражения рабочей арматуры класса A-III (A400)

	Колонна							A	эматура				
	призма-		•		Третий с	стержень				Четвёртый	й стержень		
N <u>o</u> OIIbITHbIX	тическая КП, колония	$P_{ m pasp}^{ m cw}$,	0	Å. cM	F_{cm}^{2}	$P_{_{ m DB3D}}, m K\Gamma$	P Kr	% ʻì	Å, cM	$F_{\rm cm}^2$	$P_{_{ m Daw}}, { m K} \Gamma$	$P_{\rm Kr}$	% ʻJ
Unpastro B	полония	T	ςΥ M	<u>AD %</u>	AF 0%		с кг/см ²	/}7	<u>AD %</u>	AF %		$\frac{1}{m}$	⁄/}⊽
	сольная К2К					B ² / CM ²		,			B / CM ²	((TII)	
1	2	e	4	5	9	7	8	6	10	11	12	13	14
1	2	m	4	5	9	7	8	6	10	11	12	13	14
M <u>∘</u> 20	КП	40		0,0492	0,386	3000	I	4	0,0422	0,402	3120	I	9
11.10.10				12,3	23,3	5964			10,6	20,1	6203		
Nº12	КП	35	•	0,0349	0,418	3250	I	5	0,0321	0,425	3900	I	ı
4.10.10				8,7	16,9	6461			8,0	15,5	7753		
Nº11	КП	40	1	0,0337	0,421	3270	I	9	0,0332	0,422	3280	I	5
2.10.10				8,4	16,3	$\overline{6501}$			8,3	16,1	$\overline{6521}$		
Nº13	КП	40	ı	0,0321	0,425	3300	Ι	9	0,0332	0,422	3280	Ι	I
4.10.10				8,0	15,5	6561			8,3	16,1	6521		
9ōN	КП	38	ı	0,0287	0,433	3360	Ι	5	0,0343	0,420	3260	Ι	9
28.09.10				7,2	13,9	6680			8,6	16,5	6481		
N <u>o</u> 17	КП	40	I	0,0388	0,410	3180	Ι	٢	0,0254	0,440	3420	I	11
7.10.10				9,7	18,5	6322			6, 4	12,5	6799		
N <u>o</u> 4	КП	40	ı	0,0265	0,4379	3400		9	0,0227	0,446	3470		I
26.09.10				6,6	12,9	6759			5,7	11,3	6899		
N <u>∘</u> 3	КП	41	ı	0,0377	0,412	3200		٢	0,0311	0,425	3300	3060	8
24.09.10				9,4	18,1	6362			8,0	15,5	6561	6083	

2				1	<u> </u>		<u> </u>					<u> </u>				1
5л. 5.	14	I	L	ı	I	∞	4	4	L	8	I	I	I	∞	10	
ние таб	13	1 1	$\frac{2800}{5567}$	$\frac{3050}{6064}$	1 1	1 1	$\frac{2800}{5567}$	$\frac{2580}{5129}$	1 1	$\frac{3200}{6362}$	1 1	$\frac{3000}{5964}$	1 1	1 1	$\frac{3240}{6441}$	
ододже	12	1 1	$\frac{3400}{6759}$	$\frac{3600}{7157}$	$\frac{3160}{6282}$	$\frac{3760}{7475}$	$\frac{3000}{5964}$	$\frac{2960}{5885}$	$\frac{3200}{6362}$	$\frac{3500}{6958}$	1 1	$\frac{3760}{7475}$	$\frac{3280}{6521}$	$\frac{3440}{6839}$	$\frac{3560}{7078}$	
Πp	11		$\frac{0,438}{12,9}$	$\frac{0,464}{7,8}$	$\frac{0,407}{19,1}$	$\frac{0,484}{3,8}$	$\frac{0,386}{23,3}$	$\frac{0,381}{24,3}$	$\frac{0,412}{18,1}$	$\frac{0,451}{10,3}$		$\frac{0,484}{3,8}$	$\frac{0,422}{16,1}$	$\frac{0,443}{11,9}$	$\frac{0,458}{8,9}$	
	10		$\frac{0,0265}{6,6}$	$\frac{0,0157}{3,9}$	$\frac{0,0399}{10,0}$	$\frac{0,0072}{1,8}$	$\frac{0,0492}{12,3}$	$\frac{0,0515}{12,9}$	$\frac{0,0377}{9,4}$	$\frac{0,0211}{5,3}$		$\frac{0,0072}{1,8}$	$\frac{0,0332}{8,3}$	$\frac{0,0243}{6,1}$	$\frac{0,0178}{4,5}$	
	6	I	9	7	5	7	7	6	9	٢	9	7	9	7	10	
	8	1 1	$\frac{2840}{5646}$	$\frac{2800}{5567}$	1 1	1 1	1 1	$\frac{2900}{5765}$	$\frac{3160}{6282}$	$\frac{3100}{6163}$	$\frac{2880}{5726}$	$\frac{2840}{5646}$	$\frac{2840}{5646}$	1 1	$\frac{3000}{5964}$	342
	7	$\frac{3300}{6561}$	$\frac{3720}{7396}$	$\frac{3580}{7117}$	$\frac{3380}{6720}$	$\frac{3480}{6918}$	$\frac{3190}{6342}$	$\frac{3680}{7316}$	$\frac{3480}{6918}$	$\frac{3200}{6362}$	$\frac{3400}{6759}$	$\frac{3380}{6720}$	$\frac{2980}{5924}$	$\frac{3300}{6561}$	$\frac{3220}{6402}$	
	9	$\frac{0,425}{15,5}$	$\frac{0,479}{4,8}$	$\frac{0,461}{8,3}$	$\frac{0,435}{13,5}$	$\frac{0,448}{10,9}$	$\frac{0,411}{18,3}$	$\frac{0,474}{5,8}$	$\frac{0,448}{10,9}$	$\frac{0,412}{18,1}$	$\frac{0,438}{12,9}$	$\frac{0,435}{13,5}$	$\frac{0,384}{23,7}$	$\frac{0,425}{15,5}$	$\frac{0,415}{17,5}$	
	5	$\frac{0,0321}{8,0}$	$\frac{0,0093}{2,3}$	$\frac{0,0168}{4,2}$	$\frac{0,0276}{6,9}$	$\frac{0,0222}{5,6}$	$\frac{0,0382}{9,6}$	$\frac{0,0114}{2,9}$	$\frac{0,0222}{5,6}$	$\frac{0,0377}{9,4}$	$\frac{0,0265}{6,3}$	$\frac{0,0276}{6,9}$	$\frac{0,0503}{12,6}$	$\frac{0,0321}{8,0}$	$\frac{0,0365}{9,1}$	
	4	I	8	~	8	8	8	4	8	12	8	8	4	4	4	
	3	36	6	6	11	11	8	19	6	4	6	6	21	22	22	
	2	KII	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	
	1	№23 13.10.10	№ <u>36</u> 16.09.10	№35 16.09.10	№16-K 26.08.10	№25-K 30.09.10	№14-K 21.08.10	<u>№</u> 37 18.09.10	№21 30.08.10	№13 21.08.10	№K-30 10.09.10	№K-38 18.09.10	№18-К 26.08.10	№17-K 26.08.10	№24-К 10.09.10	

. 5.2	14	8		$\Delta \ell, \%$									$\Lambda \ell^{\rm cp} =$	$=\frac{100}{14}=$	пению
табл		0	9	t	cm ²		= 0	,7		3,0 =			56,7 2	878	ю отноі
ние	13	2880	5720	$P_{ m m},{ m k}$	$\sigma_{\mathrm{nr}},\mathrm{kr}/$	$P_{\rm m}^{\rm cp} =$	$=\frac{2661}{9}$	= 2956	$\sigma^{cp}_{\rm IIT} =$	$=\frac{52903}{5}$	6	= 5878	$P^{\rm cp}_{\rm m} = 29$	$\sigma^{cp} = 5$	влено г
конча	12	$\frac{3040}{52.12}$	6044	, KL	$, \frac{\mathrm{kr}}{\mathrm{cm}^2}$	p = 33p =	$\frac{70690}{21} =$	3366,19		$\frac{40536}{=}$	21	692	[•] = 3366	= 6692	предста
0				-	b	$P_{\rm p}^{ m c}$	II	1	a ^b	"		= 6	$P^{ m cb}$	d ^d	нием
	11	0,392	22,1	$F_{ m \varphi}, { m cm}^2$	$\Delta F, \%$	$F_{\rm k}^{ m cp} =$	$=\frac{9,204}{21}=$	= 0,430	$\Delta F^{\rm cp} =$	$=\frac{306,0}{}$	21	= 14, 57	$F_{\rm ep}^{ m cp} = 0,430$	$\Delta F^{\rm cp} = 14,57$	ым пораже
	10	0,0468	11,7	$\delta_{\rm K}, cm$	$\Delta D,\%$	$\delta_{\rm k}^{\rm cp} =$	$=\frac{0,6323}{21}=$	= 0,0301	$\Delta D^{\rm cp} =$	$=\frac{158,5}{158,5}$	21	= 7,55	$S_{\rm k}^{\rm cp} = 0,0301$	$\Delta D^{\text{ep}} = 7,55$	оррозионн
	9	2		Δť,	%								6,3 8	7	яск
				- 	M^2		II						8,9 (53	нжа
	8		I	$P_{ m ur}, m K\Gamma$	$\sigma_{\rm nr}, { m kr}/{ m cn}$	$P_{\rm nr}^{ m cp} =$	$=\frac{26360}{9}$	= 2928, 9	$\sigma_{\rm m}^{\rm cb} =$	$=\frac{52405}{52405}$	6	= 5823	$P_{\rm m}^{\rm cp}=292$	$\sigma^{\rm cp}_{\rm III} = 582$	рного сте
	7	3000	5964	$P_{ m pa3p}, m K\Gamma$	$\sigma_{_{\rm B}}, \widetilde{k\Gamma}_{CM}^2$	$P_{ m pasp}^{ m cp}=$	$=\frac{76250}{23}=$	= 33152	$\sigma_{\rm B}^{\rm cp} =$	$=\frac{151593}{151593}$	23	= 6591	$D^{\rm cp}_{\rm page} = 33152$	$\sigma_{\scriptscriptstyle B}^{\rm cp}=6591$	ци арматуј 0,503см ² .
													1 1	<u>.</u>	F = 0
	9	0,386	23,3	F_{Φ}, cm^2	$\Delta F, \%$	$F_{\rm k}^{ m cp} =$	$=\frac{9,819}{23}=$	= 0,427	$\Delta F^{\rm cp} =$	$=\frac{347,9}{5}$	23	= 15, 13	$F_{\rm cp} = 0,42$	$\Delta F^{\rm cp} = 15, 1$	ажение пл тоставки
	5	0,0492	12,3	$\delta_{\rm K}, cm$	$\Delta D, \%$	$\delta^{cp}_{\kappa} =$	$=\frac{0,7213}{23}=$	= 0,0314	$\Delta D^{\rm cp} =$	$=\frac{180,0}{=}$	23	= 7,83	$\delta^{cp}_{\kappa}=0,0314$	$\Delta D^{\rm cp} = 7,83$	состоянии I
	4	4													HOCN IHO B
	3	20													epжe
	2	K2K													е ч а н и (рному сл
	1	N <u>e</u> 33-K 14.09.10	14.07.10												Прим кармату

$\Delta \ell / \ell$, %	10	3	5	5	5	9	3	3	-	5	$\frac{\Sigma35}{8} = 4,4$
$\frac{P_{\rm irr}, \rm kr}{\sigma_{\rm irr}, \rm kr/cm^2}$	6	1 1	1 1	1 1	1 1	1 1	1 1	1 1		1 1	1 1
$\frac{P_{\text{purp}},\text{KT}}{\sigma_{\text{B}},\text{KT}_{\text{CM}^2}}$	8	$\frac{2800}{7766}$	$\frac{3040}{7765}$	$\frac{3020}{7765}$	$\frac{2720}{7765}$	$\frac{2960}{7765}$	$\frac{2680}{7765}$	$\frac{3200}{7765}$	$\frac{3120}{7765}$	$\frac{2540}{7765}$	$\frac{\sum 26080}{9} = 2898$ $\frac{\sum 69886}{9} = 7765$
$rac{F_{\Phi},\mathrm{cM}^2}{\Delta F,\!\sqrt{6}}$	7	$\frac{0,361}{28,2}$	$\frac{0,392}{22,1}$	$\frac{0,389}{22,7}$	$\frac{0,350}{30,4}$	$\frac{0,321}{24,3}$	$\frac{0,368}{26,8}$	$\frac{0,412}{18,1}$	$\frac{0,402}{20,1}$	$\frac{0,327}{35}$	$\frac{\underline{\Sigma3,322}}{9} = 0,369$ $\frac{\underline{\Sigma227,7}}{0} = -25,3$
$rac{\delta_{\mathrm{K}}, c_{\mathrm{M}}}{\Delta D, \%}$	9	$\frac{0,0611}{15,3}$	$\frac{0,0468}{11,7}$	$\frac{0,0480}{12,0}$	$\frac{0,0659}{16,5}$	$\frac{0,0515}{12,9}$	$\frac{0,0575}{14,4}$	$\frac{0,0377}{9,4}$	$\frac{0,0422}{10,6}$	$\frac{0,0722}{19,3}$	$\frac{\Sigma0,4879}{9} = 0,0542$ $\frac{\Sigma122,1}{0} = 13,6$
$a_{\mathrm{T}}^{\mathrm{max}}$, MM	5	1,2	1,3	1,3	1,2	1,0	1,2	1,0	1,2	1,8	$\frac{\Sigma 1, 12}{9} = 1, 24$
e, CM	4	ı	•	•				1	I		
P_{pare}^{cw} , T	3	40	35	40	40	38	40	40	41	36	$\frac{\Sigma350}{9} = 38,9$
Колонна призма- тическая КП, колонна двух- консольная К2К	2	KIT	KII	KII	KII	KII	KII	KIT	KII	KII	значение по КП
№ опытных образцов	1	№20 11.10.10	№12 4.10.10	№11 2.10.10	№13 4.10.10	№6 28.09.10	№17 7.10.10	№4 26.09.10	№ <u>3</u> 24.09.10	№23 13.10.10	Среднее

л. 5.3	10	4	ı	4	9	4	4	4	£	8	5	4	L	5
жение таб	6	$\frac{2560}{6024}$	$\frac{2480}{6056}$	1 1	$\frac{2840}{7254}$	$\frac{2800}{7254}$	$\frac{2580}{6768}$		1 1	$\frac{2520}{6611}$	$\frac{2840}{7230}$	1 1	$\frac{3120}{7477}$	1 1
продоп	∞	$\frac{3300}{7765}$	$\frac{3180}{7765}$	$\frac{2800}{7766}$	$\frac{3040}{7765}$	<u>3000</u> 7765	<u>2960</u> 7765	<u>2860</u> 7765	<u>2940</u> 7765	<u>2960</u> 7765	$\frac{3050}{7765}$	$\frac{2480}{7765}$	<u>3240</u> 7765	$\frac{3160}{7765}$
	2	$\frac{0,425}{15,5}$	$\frac{0,410}{18,5}$	$\frac{0,361}{28,2}$	$\frac{0,392}{22,1}$	$\frac{0,386}{23,3}$	$\frac{0,381}{24,3}$	$\frac{0,368}{26,8}$	$\frac{0,379}{24,7}$	$\frac{0,381}{24,3}$	$\frac{0,393}{21,9}$	$\frac{0,319}{36,6}$	$\frac{0,417}{36,6}$	$\frac{0,407}{19,1}$
	9	$\frac{0,0321}{8,0}$	$\frac{0,0388}{9,7}$	$\frac{0,0611}{15,3}$	$\frac{0,0468}{11,7}$	$\frac{0,0492}{12,3}$	$\frac{0,0515}{12,9}$	$\frac{0,0575}{14,4}$	$\frac{0,0527}{13,2}$	$\frac{0,0515}{12,9}$	$\frac{0,0463}{11,6}$	$\frac{0,0810}{20,3}$	$\frac{0,0354}{8,9}$	$\frac{0,0399}{10,0}$
	5	1,2	1,0	1,0	1,1	1,00	1,3	1,1	1,2	1,1	1,3	1,2	1,0	0,95
	4	8	8	8	×	×	4	8	12	8	8	4	4	4
	3	6	6	11	11	8	19	6	4	6	6	21	22	22
	2	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K	K2K
	1	№ <u>3</u> 6 16.09.10	№ <u>3</u> 5 16.09.10	№16-K 26.08.10	<u>№</u> 25-K 30.09.10	<u>№</u> 14-K 21.08.10	№37 18.09.10	№21 30.08.10	№13 21.08.10	№K-30 10.09.10	№K-38 18.09.10	№18-K 26.08.10	M₀17-K 26.08.10	№24-K 10.09.10

л. 5.3	10	2	$\frac{\Sigma60}{13} = 4,6$
нчание таб	6	1 1	$\frac{\frac{\Sigma21740}{8} = 27175}{\frac{\Sigma54674}{8} = 6834}$
O K O I	8	<u>3000</u> 7765	$\frac{\Sigma41970}{14} = 2998$ $\frac{\Sigma108711}{14} = 7765$
	L	$\frac{0,386}{23,3}$	$\frac{\frac{\Sigma 5,405}{14} = 0,386}{\frac{\Sigma 345,2}{14} = 24,66}$
	9	$\frac{0,0492}{12,3}$	$\frac{\Sigma 6930}{14} = 0,0495$ $\frac{\Sigma 173,5}{14} = 12,4$
	5	1,2	$\frac{\Sigma15,65}{14} = 1,12$
	4	4	
	3	20	
	2	K2K	арифметические ае для опытных азцов К2К.
	1	№33-К 14.09.10	Среднеа значени обр

Вероятностное распределение глубины коррозии на рабочей арматуре класса А-III (A400), полученные с восьмидесяти четырёх арматурных стержней, установленных соответственно в десяти железобетонных призматических и четырнадцати железобетонных двухконсольных колоннах, показано на рис. 5.19.



Рис.5.19. Вероятностная нормальная теоретическая кривая, построенная по частотам (окружности) и полигон экспериментальных частот (квадраты) значений глубины коррозии рабочих арматурных стержней класса А-III (А400) в месте их разрушения при растяжении, полученных на восьмидесяти четырёх арматурных образцах, установленных соответственно в десяти железобетонных призматических и четырнадцати железобетонных двухконсольных колоннах

Характеристики статистического вероятностного распределения: математическое ожидание $\overline{\delta}_{\text{корр}} = 366$ мкм; среднее квадратическое отклонение нормального распределения A=(+0,006932); эксцесс эмпирического распределения E=(-0,377143); $\chi^2_{\text{набл}} = 2,66773 < \chi^2_{\text{кр}} = 1,69$, где $\chi^2_{\text{набл}}$ и $\chi^2_{\text{кр}}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона.

5.2. Деформационные и прочностные характеристики арматурных стержней без коррозионного поражения

Характер разрушения рабочих арматурных стержней класса A-III (A400) диаметром D = 8 мм без коррозионного поражения, извлечённых из двухконсольных железобетонных колонн, не имеющих коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона, после испытания на растяжение представлено на рис. 5.20–5.30.



Рис. 5.20. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонных колонны № 8, после испытания на растяжение

Рис. 5.21. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 7, после испытания на растяжение



Рис. 5.22. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 2-К, после испытания на растяжение

Рис. 5.23. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 11-К, после испытания на растяжение



Рис. 5.24. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 1-К, после испытания на растяжение

Рис. 5.25. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 9-К, после испытания на растяжение



Рис. 5.26. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 10-К, после испытания на растяжение

Рис. 5.27. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 4-К, после испытания на растяжение



Рис. 5.28. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 5-К, после испытания на растяжение

Рис. 5.29. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 6-К, после испытания на растяжение



Рис. 5.30. Арматурный стержень без коррозионного поражения, извлеченный из двухконсольной железобетонной колонны № 3-К, после испытания на растяжение

Визуальный анализ арматурных стержней без коррозионного поражения из двухконсольных железобетонных колонн после испытания на растяжение, представленных на рис.5.20–5.30, показывает, что разрушение арматуры класса А-III (А400) происходит на участке вне зоны сварочного соединения рабочей и конструктивной арматуры.

Количественные значения деформационных и прочностных характеристик на растяжение рабочей арматуры класса A-III (A400) диаметром D = 8 мм, не имеющей коррозии, из железобетонных призматических и двухконсольных колонн без коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона приведены в табл. 5.4.

Условные обозначения в табл. 5.4.

- разрушающая нагрузка сжатия P^{сж}_{разр}, тонны;
- эксцентриситет *e*, см;
- разрушающая нагрузка растяжения *P*_{разр}, кг;
- временное сопротивление $\sigma_{\rm B}$, кг/см²;
- нагрузка растяжения предела текучести *P*_{пт}, кг;
- сопротивление предела текучести, σ_{пт}, кг/см²;
- относительное удлинение $\Delta \ell / \ell$, %

В сводной табл. 5.5 согласно численным данным, приведенным в табл. 5.1, 5.2, 5.3 и 5.4, показаны среднеарифметические значения геометрических характеристик коррозионного поражения рабочей арматуры с железобетонных призматических и двухконсольных колонн на участке разрушения при кратковременном испытании арматурных стержней на растяжение, а также величины их деформационных и прочностных характеристик.

Количественные значения, приведенные в табл. 5.5, показывают, что при средней глубине коррозии рабочей арматуры класса А-III(A400) диаметром 8 мм равной δ_{κ} = 366 мкм с соответствующей величиной снижения диаметра арматуры ΔD =9,2 % уменьшение величины её деформационных и прочностных характеристик на растяжение по сравнению с арматурой без коррозии соответственно составляет: для временной разрушающей нагрузки и временного сопротивления – на 17,7 %; для нагрузки предела текучести и сопротивления предела текучести – на 11,5 % и для величины относительного удлинения – на 42 %.

Таблица 5.4 Количественные значения деформационных и прочностных характеристик на растяжение рабочей арматуры класса A-lll (A400) диаметром D=8 мм, не имеющей коррозии, с железобетонных призматических и двухконсольных колонн без коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона

		,		*					r							
		% <i>`</i> ን/ን∇	16	6			12		14		I		3	12		10
	тый стержень	$rac{P_{_{ m IIT}},{ m kr}}{\sigma_{_{ m IIT}},{ m kr}/{ m cm^2}}$	15	<u>3320</u>	0000	$\frac{3180}{6322}$	3160	6282	3200	6362	-	Ι	3200			$\frac{3160}{6282}$
	Четвёрл	$\frac{P_{_{pasp}}, \mathrm{Kr}}{\sigma_{_{B}}, \mathrm{Kr}/_{CM^{2}}}$	14	$\frac{3680}{7216}$	010/	$\frac{3860}{7674}$	3960	7873	3960	7873	Ι	I	3760	3040	7833	$\frac{3880}{7714}$
		% <i>`</i> ∂/}∇	13	ı	1	7	12		8		ı		10	7		5
	ій стержень	$rac{P_{ m m}, m kr}{\sigma_{ m m}, m kr/cm^2}$	12	1	I	1 1	3240	6441	I		3280	6521	<u>3200</u>	0302 3160	6282	1 1
ypa	Трети	$\frac{P_{\rm pap}, \rm K\Gamma}{\sigma_{\rm s}, \rm K\Gamma / \rm CM^2}$	11	1	I	$\frac{3840}{7634}$	3960	7873	4000	7952	3960	7873	3880	3920	7793	1 1
Армат		% <i>`</i> ∂/∂∇	10	∞		12	ı		6		12		15	12		4
A	ой стержень	$\frac{P_{_{\rm III}},{\rm kr}}{\sigma_{_{\rm III}},{\rm kr}/{\rm cm}^2}$	6	<u>3280</u> 651	1700	$\frac{3180}{6322}$	I		3160	6282	3200	6362	3200			$\frac{3220}{6402}$
	Brope	$rac{P_{ m pasp}, m kr}{\sigma_{ m s}, m kr/cm^2}$	8	1	I	$\frac{3960}{7873}$	3900	7753	3940	7833	4080	8111	$\frac{3920}{7702}$	3940	7833	1 1
		% ʻ}∇% ʻ}/}∇	7	~		12	,		7		20		7	×	1	13
	й стержень	$\frac{P_{\rm m},{\rm kr}}{\sigma_{\rm m},{\rm kr}/{\rm cm}^2}$	9	<u>3360</u>	0000		3300	6561	3200	6362	Ι	Ι	3200	3240	6441	$\frac{3200}{6362}$
	Первы	$P_{ m pasp}, m K\Gamma \ \sigma_{ m s}, m K\Gamma / CM^2$	5	$\frac{3620}{7107}$	1191	$\frac{3800}{7555}$	4000	7952	3880	7714	3600	7157	$\frac{3920}{7702}$	3880	7714	$\frac{3920}{7793}$
		e, CM	4	т	,	×	8		12		8		8	~		4
		$P_{ m parp}^{ m csk}$, T	ю	46		13	13		8		15		12	13.5		28
Колонна	приз-	мати- ческая КП, Колонна двухкон- сольная К2К	2	KII		K2K	K2K		K2K		K2K		K2K	K2K		K2K
	вол	Nº OUDITHEIX OGDA33	1	№ <u>3</u> 3 23.10.10		№8-К 15.08.10	Nº7	15.08.10	No2-K	9.08.10	Nº11-K	19.08.10	№1-K 9.08.10	Ne9-K	17.08.10	N <u>0</u> 10 17.03.10

5.4	16	12	12	13	11	<u>999</u>		
табл.	15	$\frac{3160}{6282}$	$\frac{3240}{6441}$	$\frac{3280}{6521}$	1 1	$\frac{\frac{225580}{8} = 3198}{\frac{250854}{8} = 6357}$		
нчание	14	$\frac{3920}{7793}$	$\frac{3880}{7714}$	$\frac{4040}{8032}$	$\frac{3960}{7873}$	$\frac{\frac{239160}{10} = 3916}{\frac{277854}{10} = 7785}$		
K 0]	13	12	8	14	9	$\frac{\Sigma 89}{10}$		
0	12		$\frac{3240}{6441}$	$\frac{3240}{6441}$	1 1	$\frac{\sum (19360)}{6} = 3227}{\frac{5323488}{6}} = 6415$		
	11	$\frac{3920}{7793}$	$\frac{3920}{7793}$	$\frac{4040}{8032}$	$\frac{3840}{7634}$	$\frac{\frac{239280}{10} = 3928}{\frac{278091}{10} = 7809}$		
	10	11	12	∞	6	Σ104 10		
	6	$\frac{3120}{6202}$	$\frac{3160}{6282}$	$\frac{3220}{6402}$	$\frac{3200}{6362}$	$\frac{\sum 228660}{9} = 3184 \\ \frac{\sum 56978}{6331} = 6331$		
	8	$\frac{3920}{7793}$	$\frac{3900}{7753}$	$\frac{3960}{7873}$	$\frac{3920}{7793}$	$\frac{\underline{239440}}{\underline{10}} = 3944}{\underline{10}} = 3944}{\underline{10}} = 7841}$		
	7	8	4	14	14	$\frac{\Sigma107}{10}$	$\frac{\Sigma41}{4}$	
	9		$\frac{3200}{6362}$	$\frac{3200}{6362}$	$\frac{3200}{6362}$	$\frac{\frac{\Sigma25740}{8} = 3218}{\frac{\Sigma5174}{8} = 6397}$	$\frac{\Sigma}{4} = \frac{\Sigma 12827}{4} = \frac{212827}{4} = 3207$	$\frac{225500}{4} = 6375$
	5	$\frac{3840}{7634}$	$\frac{3940}{7833}$	$\frac{4000}{7952}$	$\frac{3960}{7873}$	$\frac{\Sigma 42740}{11} = 3885$ $\frac{\Sigma 84970}{11} = 7725$	$\frac{\Sigma}{4} = \frac{\Sigma 15673}{4} = \frac{215673}{4} = 3918$	$\frac{\Sigma31160}{4} =$ $= 7790$
	4	4	4	12	4	L L L L L L L L L L L L L L L L L L L L	I.BIM AM	
	3	26	26	~	27	ические энсольн колонна	начения ических онсольн колонна	
	2	K2K	K2K	K2K	K2K	неарифмет я по двухки бетонным	днённые зн неарифметт й по двухки бетонным	
	1	<u>М</u> _4-К 11.08.10	№5-К 13.08.10	№6-К 13.08.10	N <u>e</u> 3-K 11.08.10	Сред значени. железо	Усре среди значени железо	

П р и м е ч а н и е : площадь арматурного стержня в состоянии поставки F=0,503 см².

поражения рабочей арматуры на участке разрушения при растяжении с опытных железобетонных призматических и Таблица 5.5. (A400) диаметром D =8мм с опытных железобетонных призматических и двухконсольных колонн с коррозионными стержней на растяжение, а также среднеарифметические величины геометрических характеристик коррозионного Среднеарифметические значения деформационных и прочностных характеристик рабочей арматуры класса A-III и без коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона при кратковременном испытании арматурных

			1	1				1	
двухконсольных колонн с коррозионными продольными трещинами	мационная теристика ного стержня астяжении	оторедняя величины относительного удлинения, %.	12		4,7			5,7	
	Дефор харак арматур при р	Количество стержней, шт.	11		20			21	
	ти арматурного гяжении	бдедняя величина предела. текучести о _т ^{ср} ,кг/см ^{2.}	5316			5555			
	гристики текучес стержня при рас	Средняя величина нагрузки предела текучести Р _{пг} ^{ср} , кг	6	, j	2674			2794	
	Характе	Количество стержней, шт.	8	оррозией	10		оррозией	12	
	сти арматурного тяжении	Средняя величина временного сопротивления с ^{ер} , кг/см ² .	7	ный стержень с к	6185		ный стержень с н	6190	
	зистики прочно тержня при рас	Средняя величина разрушающей нагрузки Р _{разр} ^{ср} , кг	6	тервый арматур	3111		второй арматур	3114	
	Характеј	Количество стержней, шт.	5	словный і	23		словный 1	23	
	метрические зактеристики ечного сечения урного стержня	Средняя фактическая площадь поперечного сечения стержня $F^{\rm cp}$ <u>cm²</u> Средняя величина относительного снижения площади поперечного сечения стержня $\Delta F^{\rm cp}$, %.	4	y	$F^{ m cp}_{\Phi}=0,398$	$\Delta F^{ m cp} = 20,4$	y	$F^{ m cp}_{ m d}=0,402$	$\Delta F^{ m cp} = 21, 8$
	Гес хаן попер армат	Количество стержней, шт.	3		23			23	
	соррозионные ристики поражения турного стержня	<u>Средняя глубина коррозии б_к^{ср}, см</u> Оредняя величина относительного снижения диаметра стержия ΔD ^{ср} , %	2		$\delta^{cp}_{\kappa}=0,0429$	$\Delta D^{ m cp} = 10,7$		$\underline{\delta}^{cp}_{\kappa}=0,0420$	$\Delta D^{\rm cp} = 10, 7$
	к характе арма	Количество стержней, шт.	1		23			23	

5л. 5.5	12		6,3			7,1			5,95			10,7		10,4		8,9		11,0		10,25		$\frac{95}{0} = 0.58$),25 ^{- v, v, v}
ие та(11		22			14			77			10		10		10		9		39		-	1(
Окончание табл. 5.5	10	5823		5878	розией	5643			6397		6331	6415	6415		6357	03ИИ 03	6375	з коррозии	$\frac{5643}{=0.885}$	6375 - *, ***			
0	6		2929		Й	2957		стержней с корр	2839			3218		3184		3227	И	3198	жней без коррози	3207	ым стержням бе	$\frac{2839}{2839} = 0.885$	3207 - ", ""
	8	ррозией	6		коррозиеј	6		матурных	40		коррозии	8	коррозии	6	коррозии	6	з коррози	8	ных стер:	31	арматурн	•	
	7	ный стержень с ко	6591		рный стержень с	6692		инам четырёх ари	6415		ный стержень без	7725	ый стержень без	7841	ый стержень без	7809	эный стержень бе	7785	четырёх арматур	7790	ней с коррозией к	$\frac{6415}{6415} = 0.824$	7790 - *,***
	6	гретий арматурі	3315		твёртый армату	3366		о средним велич	3227		ервый арматурн	3885	торой арматурн	3944	ретий арматурн	3928	гвёртый арматуј	3916	цним величинам	3918	атурных стержн	$\frac{3227}{6} = 0.874$	3918 - *, ***
	5	словный	23		ювный че	21		ачения по	06		ловный п	11	словный в	10	словный т	10	овный че:	10	ия по сред	41	нений арм	-	
	4	y	$F^{ ext{ep}}_{ ext{$\Phi$}}=0,427$	$\Delta F^{ m cp} = 15, 1$	VcJ	$F^{ m ep}_{ m \Phi}=0,430$	$\overline{\Delta F^{ m cp}=14,6}$	Усреднённые зн	$F_{ m ycp}^{ m ycp}=0,414$	$\Delta F^{ m ycp} = 18,0$	Уc		λc	-	y _c	-	Усл	-	реднённые значен	-	усреднённых знач	1	
	3		23			21			06			•							ycl	•	гношение	1	
	2		$\delta^{cp}_{\kappa}=0,0314$	$\Delta D^{ m cp}=7,8$		$\delta^{cp}_{\kappa}=0,0301$	$\Delta D^{\mathrm{cp}} = 7, 6$		$\delta^{\rm yep}_{\rm k}=0,0366$	$\Delta D^{ m ycp}=9,2$											01	ı	
	1		23			21			90			1						ı		•			

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Степанова, В.Ф. Современные проблемы обеспечения долговечности железобетонных конструкций [Текст] / В.Ф. Степанова, В.Р. Фаликман // Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. – М.: МГСУ, 2014. – С.430-444.

2. Frangopol DM. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack [Text] / D.M. Frangopol, K.Y. Lin, A.C. Estes // Journal of Structural Engineering, ASCE. – 1997. – 123(3). – P. 286-297.

3. Lentz, A. Half-cell potential measurements for condition assessment [Text] / A. Lentz, T. H. Johnsen, M. H. Faber // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, July 2002. – P. 365-366.

4. Bertolini, L. Corrosion of Steel in Concrete. Prevention, Diagnosis, Repair [Text] / L. Bertolini, B. Elsener – Viernheim: Wiley, 2004. – 394 p.

5. Пухонто, Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений (силосов, бункеров резервуаров, водонапорных башен, подпорных стен) [Текст] / Л.М. Пухонто. – М.: АСВ, 2004. – 424 с.

6. Смоляго, Г.А. Исследование и анализ процессов коррозии стальной арматуры железобетонных конструкций под действием агрессивной среды [Текст] / Г.А. Смоляго, А.В. Дронов// Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. – М.: МГСУ, 2014.– С.415-420.

7. Broomfield, J.P. Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, investigation and repair [Text] / J.P. Broomfield. – Spon Press, 1997. – 240 p.

8. Степанова, В.Ф. Проблема долговечности зданий и сооружений (от конференции до конференции) [Текст]/ В.Ф. Степанова // Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве: материалы Междунар. конф. – СПб.: Роза мира, 2007. – С. 12-15.

9. Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях [Текст] / С.Н. Алексеев, В.Б. Ратинов, Н.К. Розенталь, Н.К. Кашурников. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.;

10. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкции в агрессивной промышленной среде [Текст] / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 205 с.

11. Румянцева, В.Е. Деструкция железобетонных конструкций под действием агрессивных сред. Проблемы. Пути решения [Текст] / В.Е. Ру-

мянцева, В.С. Коновалова // Механика разрушения строительных материалов и конструкций: материалы VIII академических чтений РААСН – международной научно-технической конференции. – Казань: КГАСУ, 2014. – С.262-266.

12. Мигунов, В.Н. Экспериментально-теоретическое моделирование армированных конструкций в условиях коррозии [Текст]: моногр. / В.Н. Мигунов, И.И. Овчинников, И.Г. Овчинников. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 352 с.

13. Петров, В.В. Нелинейная инкрементальная строительная механика [Текст] / В.В. Петров. – М.: Инфра-Инженерия, 2014. – 480 с.

14. СНиП 2.03.11-85*. Защита строительных конструкций от коррозии [Текст]. – М.: ГПЦПП, 1995. – 55 с.

15. СП 28.13330.2012. Свод правил. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85 [Текст]. – М.: Министерство регионального развития, 2012. – 190 с.

16. Феликман, В.Р. Перспективы применения композитов в бетоне и железобетоне [Текст] / В.Р. Феликман, В.Ю. Степанова // Бетон и железобетон-взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. – М.: МГСУ, 2014. – С.103-115.

17. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Текст]. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 24 с.

18. Зенин, С.А. Перспективы развития нормативной базы железобетона с учетом ее существующего положения [Текст] / СА Зенин, О.В. Кудинов////Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т.б. Добавки для бетонов. Новые вяжущие. Наноматериалы и нонотехнологии. Проблемы устойчивого развития, «зеленые» материалы и технологии. Техническое регулирование. М.: МГСУ, 2014. – С.421-425.

19. Степанова, В.Ф. Арматура композитная полимерная [Текст] / В.Ф. Степанова, А.Ю. Степанов, Е.П. Жирков. – М., 2013 – 200 с.

20. Венников, В.А. Теория подобия и моделирования (применительно к задачам электроэнергетики) [Текст]: учеб. пособие для вузов / В.А. Венников. – М.: Высш. школа, 1976. – 479 с.

21. Давидюк, А.Н. Железобетон – как фактор глобализации [Текст] / А.Н. Давидюк, Ю.С. Волков//Бетон и железобетон-взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014г.): в 7 т. Т.б. Добавки для бетонов. Новые вяжущие. Наноматериалы и нонотехнологии. Проблемы

устойчивого развития, «зеленые» материалы и технологии. Техническое регулирование. – М.: МГСУ, 2014. – С.279-286.

22. Баженов, Ю.М. Технология бетона, строительных изделий и конструкций [Текст] / Ю.М. Баженов [и др.]. – М: Изд-во АСВ, 2004. – 256 с.

23. Производство бетонных и железобетонных конструкций [Текст]: справочник. – М.: Новый век, 1998. – 384 с.

24. Баженов, Ю.М. Технология бетона [Текст] / Ю.М. Баженов. – М.: ACB, 2000. – 500 с.

25. Смирнов, Д.С. Оценка коррозионной стойкости стальной арматуры в модифицированном бетоне [Текст] / Д.С. Смирнов, Р.З. Рахимов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – №3. – С.133-138.

26. Histori of Cement Static Content. – URL: ca/en/content/History-of-Cement Static_Content. html.

27. Кинетика карбонизации мелкозернистого бетона в нормальных температурно-влажностных условиях эксплуатации [Текст] / А.Р. Анваров [и др.]// Механика разрушения строительных материалов и конструкций: материалы VIII академических чтений РААСН – международной научно-технической конференции. – Казань: КГАСУ, 2014. – С.12-22.

28. Ткач, Е.В. Высокоффективные модифицированные гидрофобизированные бетоны с улучшенными физико-техническими свойствами [Текст] / Е.В. Ткач, В.С. Семенов, С.А. Ткач//// Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014г.): в 7 т. Т.5. Новые эффективные бетоны и технологии. Легкие и ячеистые бетоны. Образование и подготовка кадров. – М.: МГСУ, 2014. – С.113-123.

29. Лесовик, В.С. Строительные композиты: настоящее и будущее [Текст] / В.С. Лесовик, А В Гинзбург, А.А. Володченко//Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т.5. Новые эффективные бетоны и технологии. Легкие и ячеистые бетоны. Образование и подготовка кадров. – М.: МГСУ, 2014. – С.63-71.

30. Фалалеева, Н.А. Наномодифицирование структуры бетона для увеличения трещиностойкости [Текст] /Н.А. Фалалеева, Л.В. Ким // Механика разрушения строительных материалов и конструкций: материалы VIII академических чтений РААСН – международной научно-технической конференции. – Казань: КГАСУ, 2014. – С.339–343.

31. Бучкин, А.В. Тонкодисперсная базальтовая фибра для повышения коррозионной стойкости конструкций из мелкозернистого бетона [Текст] / А.В. Бучкин// Бетон и железобетон-взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования.

Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. – М.: МГСУ, 2014. – С.128-139.

32. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести [Текст] / С.В. Александровский. – М.: Стройиздат, 1973. – 432 с.

33. Гвоздев, А.А. Замечание о нелинейной теории ползучести при одноосном сжатии [Текст]/ А.А. Гвоздев // Известия АН СССР. Механика твердого тела. – 1972. – № 5. – С.33-39.

34. Карапетян, К.С. О теоретических и экспериментальных исследованиях в области теории ползучести [Текст]/ К.С. Карапетян // Известия АН Арм. ССР. Механика. – 1976. – Вып. XXIX. № 1. – С.27-38.

35. Цилосани, З.Н. Усадка и ползучесть бетона [Текст] / З.Н. Цилосани. – Тбилиси: Мицниереба, 1979. – 228 с.

36. Титова, Л.А. Напрягающий бетон – бетон XXI века [Текст] / Л.А. Титова, М.И. Бейлин, М.Ю. Титов// Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014г.): в 7 т. Т.5. Новые эффективные бетоны и технологии. Легкие и ячеистые бетоны. Образование и подготовка кадров. – М.: МГСУ, 2014. – С.106-112.

37. Горюнов, Б.Ф. Предварительно напряженный железобетон в гидротехническом строительстве [Текст] / Б.Ф. Горюнов. – Л.: Госстройиздат, 1953. – 167 с.

38. Цискрели, Г.Д. О расчете железобетонных конструкций на появление трещин [Текст] /Г.Д. Цискрели //Известия ТНИСГЭИ. – Т.3. – Тбилиси, 1950. – С.141-151.

39. Цискрели, Г.Д. Об опасности трещин в гидротехнических бетонных и железобетонных конструкциях [Текст]/ Г.Д. Цискрели // Известия ТНИСГЭИ, т.9. – Тбилиси: Госэнергоиздат, 1955. – С.89-103.

40. Эристов, В.С. Снижение стоимости строительства гидроэлектростанций [Текст] / В.С. Эристов. – М.: Госэнергоиздат, 1958. – 42 с.

41. Мигунов, В.Н. Экспериментально-теоретическое исследование коррозии и долговечности железобетонных конструкций с трещинами. Часть 1 [Текст]: моногр. / В.Н. Мигунов. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 332 с.

42. Беппаев, З.У. Коррозионная стойкость арматурной стали в бетонах на основе смешанных вяжущих [Текст] / З.У. Беппаев, С.А. Колодяжный // Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. – М.: МГСУ, 2014. – С.250-260.

43. Розенталь, Н.К. Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости [Текст]: дис.... д-ра техн. наук / Н.К. Розенталь. – М.: НИИЖБ, 2004.– 432 с.

44. Бабушкин, В.И. Термодинамика силикатов [Текст] / В.И. Бабушкин, Г.М. Матвеев, О.П. Мчедлов-Петросян. – М.: Стройиздат, 1986. – 408 с.

45. 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.

46. Сетков, В.Ю. Срок службы монолитных железобетонных перекрытий промздании в среде, содержащей хлор [Текст] / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова, О.П. Рысева // Бетон и железобетон. – 1991. – №9. – С.27-28.

47. 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. 24-26.

48. Нигол, Т.К. Состояние железобетонных конструкций в животноводческих зданиях [Текст] / Т.К. Нигол, А.О.Каск, Х.К. Ваприс // Исследования по строительству. Строительная теплофизика. Долговечность конструкций. – Таллин: Изд-во «Валгус», 1977. – С. 83-93.

49. Долговечность железобетона в агрессивных средах [Текст] / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С. Модры, П. Шиссль // Совм. Изд СССР – ЧССР – ФРГ. – М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.

50. Зайцев, Ю.В. Прочность и долговечность конструкционных материалов с трещиной: монография [Текст] / Ю.В. Зайцев, С.Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2010. – 360 с.

51. Леонович, С.Н. Коррозия арматуры: общие подходы к расчету долговечности железобетонных конструкций [Текст] / С.Н. Леонович // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. – 2002. – №1. – С. 38-43.

52. Watstein D. Mathey R., JACI, N1, July. 1959. – V 31.

53. Кудайбергенов, Н.Б. Основы обеспечения долговечности стальных строительных конструкций промзданий в агрессивных средах [Текст]: автореф. дис.... д-ра техн. наук / Н.Б. Кудайбергенов. – М., 1994. – 31 с.

54. Вольберг, Ю.Л. Учет воздействия агрессивной среды на несущую способность стальных конструкций в строительстве [Текст] / Ю.Л. Вольберг, А.С. Коряков // Металлические конструкции в строительстве: сб. тр. МИСИ. – М.: МИСИ, 1983. – С.28-35.

55. Карпенко, Г.В. Влияние среды на прочность и долговечность металлов [Текст] / Г.В. Карпенко. – Киев: Наукова думка, 1976. – 125 с.

56. Томашев, Н.Д. Теория коррозии и защиты металлов [Текст] / Н.Д. Томашев. – М.: Изд-во АН СССР, 1962. – 592 с.

57. Corrosion ot Stell in Concrete. State of the art report. Final draft, RILEM Technical Committee 60-CSC «Corros. of Steel in Concr.» apr. 1986. Corrosion ot Stell in Concrete. State of the art report. Final draft, RILEM Technical Committee 60-CSC «Corros. of Steel in Concr.» apr. 1986.

58. Бенин, А.В. Моделирование процессов разрушения железобетонных транспортных конструкций с учётом накопления повреждений [Текст] / А.В. Бенин, Л С. Семенов, С.Г. Семенов //Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014г.): в 7 т. Т.4. Ремонт, восстановление и усиление железобетонных конструкций. Моделирование и математические методы. Общие вопросы бетоноведения. Организация строительства и контроль качества. – М.: МГСУ, 2014. – С.57-66.

59. Petrocokino M.D. Les divers aspects de la corrosion des armures dans les ouvrages en beton arme et precontraint. «A.I.T.B. et T.P, N 153, 1960. – P. 915-936.

60. Неразрушающий контроль и диагностика: справочник [Текст]/ В.В. Клюев [и др.]; под ред. В.В. Клюева – М.: Машиностроение, 2003. – 656 с.

61. Шилин, А.А. Эффективность ремонта железобетонных конструкции инженерных сооружений [Текст] / А.А. Шилин // Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве – СПб.: РИФ «Роза мира», 2007. – 544 с., с. 29-34.

62. Степанова, В.Ф. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии основа обеспечения долговечности зданий и сооружений [Текст] / В.Ф. Степанова // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №1. – С.13.

63. ГОСТ 31384-2008. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования [Текст]. – М.: Стандарт-информ, 2010. – 44 с.

64. Румянцева, В.Е. Актуальные проблемы городского и регионального развития [Текст] / В.Е. Румянцева, В.С. Коновалова // Материалы 4-й Всероссийской студенческой научно-практической конференции (11 декабря 2013 г.): сб. статей. – Череповец: ЧТУ, 2014. – С. 135-137.

65. Баланчук, В.Д. Порошковые полимерные покрытия для комплексной защиты арматуры и стальных металлоизделий от коррозии в бетоне [Текст] / В.Д. Баланчук. – Новосибирск: НИИЖТ, 2001. – 224 с.

66. ГОСТ ИСО 5479-2002. Статистические методы. Проверка отклонения распределения вероятностей от нормального распределения [Текст]. – М.: Госстандарт России, 2002.

67. МГСН 2.08.01. Защита от коррозии бетонных и железобетонных конструкций жилых и общественных зданий [Текст].

68. МГСН 2.09.03. Пособие к МГСН 2.09-03. Защита от коррозии бетонных и железобетонных конструкций транспортных сооружений [Текст].
69. Зайцев, Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушений [Текст]/ Ю.В. Зайцев. – М.: Стройиздат, 1982. – 196 с.

70. Розенталь Н.К. Система нормативных документов в области долговечности строительных конструкций / Н.К. Розенталь, В.Ф. Степанова, Г.В. Чехний// Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014г.): в 7 т. Т.6. Добавки для бетонов. Новые вяжущие. Наноматериалы и нонотехнологии. Проблемы устойчивого развития, «зеленые» материалы и технологии. Техническое регулирование. – М.: МГСУ, 2014. – С.438-447.

71. СНиП 2.10.05-85*. Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна [Текст]. – М.: ЦИТП, 1985. – 23 с.

72. ГОСТ 9.908-85. Единая система защиты от коррозии и старения. Металлы и сплавы. Методы определения показателей коррозии и коррозионной стойкости [Текст].

73. 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 Сарат. ун-та, 2001. – 163 с.

74. Bob C. Probabilistic assessment of reinforcement corrosion in existing structures. Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee / C. Bob // Scot-land, UK, I996. – P. 17-28.

75. Zivica V. Corrosion of reinforcement induced by environment containing chloride and carbon dioxide /V. Zivica // Bulletin of Materials Science. -2003. - Vol.26. - P. 605-608.

76. Маринин, А.Н. Сопротивление железобетонных конструкций воздействию хлоридной коррозии и карбонизации [Текст] / А.Н. Маринин, Р.Б. Гарибов, И.Г. Овчинников. – Саратов: ИЦ «Рата», 2008. – 259 с.

77. Шавыкина, М.В. Оценка сроков службы железобетонных конструкций при коррозии арматуры [Текст] / М.В. Шавыкина // Бетон и железобетон. – 2006. – №5. – С. 26-31.

78. Ландау, С.З. Долговечность железобетона в субтропических районах Черноморского побережья [Текст] / С.З. Ландау, Г.П. Вербецкий, О.А. Саралидзе // Защита строительных материалов и конструкций от коррозии: тезисы докладов Всесоюзного науч.-техн. совещания. Ч. II. – Киев: Госстрой СССР (НИИЖБ, НИИСК), 1973. – С.5-7.

79. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты [Текст] / В.М. Москвин [и др.]. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.

80. Сопротивление усталости полимерных композиционных материалов в элементах конструкций транспортных сооружений [Текст] / А.Б.Бондарев, Б.А.Бондарев, П.В. Борков, Р.Ю. Сапрыкин // Научный вестник Во-

ронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. – 2013. – № 3 (31). – С. 243-247.

81. Чэнь, Т. Тенденции развития мостостроения в Китайской народной республике [Текст] /Т. Чень, И.И. Овчинников ,И.Г. Овчинников // Сборник трудов I Международной научно-практической конференции (Саратов, 18-19 ноября 2015 г.):в 2 т. Т. 1: Повышение надежности и безопасности транспортных сооружений и коммуникаций. – Саратов: СГТУ, 2015. – С.309 -317.

82. Chun-Sheng Wfng1,Mu-Sai Zhail, Yu-Yu-Jiao Wang. Fatigue Safety Monitoring and Fatgue Life Evaluation for Existing Concrete Bridges//13ty Innernational Conference on Fracture.June 16-21, 2013, Beijing, China. – P.1-9.

83. Национальная программа модернизации и развития автомобильных дорог Российской Федерации до 2025 года [Текст] / Министерство транспорта и связи Российской Федерации. Федеральное дорожное агентство. – М., 2004. – 110 с.

84. Мухаррямов И. Р. Использование вторичного минерального сырья в устройстве земляного полотна и повышение сдвигоустойчивости основания дорожной одежды [Текст] / И.Р. Мухаррямов // Сборник трудов I Международной научно-практической конференции (Саратов, 18-19 ноября 2015 г.): в 2 т. Т. 1: Повышение надежности и безопасности транспортных сооружений и коммуникаций. – Саратов: СГТУ, 2015. – С.266-268.

85. Возможные направления совершенствования отечественных автомобильных дорог [Текст] / А.В. Веселов, М.Б. Пермяков, А.М. Давыдова, К.А. Пивоварова // Сборник трудов I Международной научно-практической конференции (Саратов, 18-19 ноября 2015 г.): в 2 т. Т. 1: Повышение надежности и безопасности транспортных сооружений и коммуникаций. – Саратов: СГТУ, 2015. – С.23-29.

86. Розенталь, Н.К. Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости [Текст]: моногр. /Н.К. Розенталь. – М.: ФГУП ЦПП, 2006. – 520 с.

87. МГСН 5.02-99. Московские городские строительные нормы. Проектирование городских мостовых сооружений [Текст]. – М.: ГУН «НИАЦ», 1999. – 67 с.

88. Овчинников, И.Г. Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред [Текст] / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, А.А. Землянский. – Саратов: Сарат. гос. техн. ун-т, 2000. – 232 с.

89. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы [Текст]. – М.: Госстрой России, 1996. – 213 с.

90. 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.

91. Смолина, М.В. Опыт применения системы внешнего армирования железобетонных пролетных строений автодорожных мостов композиционными материалами в условиях крайнего севера [Текст] /М.В. Смолина, А.Е. Прохорова // Сборник трудов I Международной научно-практической конференции (Саратов, 18-19 ноября 2015 г.): в 2 т. Т. 1. Повышение надежности и безопасности транспортных сооружений и коммуникаций. – Саратов: СГТУ, 2015. – С.305-309.

92. Поветкин, С.В. Трещиностойкость деревянных элементов конструкций транспортных сооружений на лесовозных дорогах [Текст] / С.В. Поветкин, П.В. Борков, А.Б. Бондарев // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2009. – № 16(35). – С. 40-45.

93. Акчурин, Т.К. Теоретические и методические вопросы определения характеристик трещиностойкости бетона при статическом нагружении [Текст] / Т.К. Акчурин, А.В. Ушаков. – Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 2005. – 407 с.

94. Ускоренный метод прогнозирования циклической долговечности полимерных композиционных материалов [Текст] / П.В. Борков, П.В. Комаров, А.Б. Бондарев, Б.А. Бондарев // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. – 2013. – № 3 (31). – С. 46-51.

95. Шилов А.В. Сопротивление сжатию керамзитофиброжелезобетонных элементов различной гибкости [Текст]: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01. – Ростов н/Д, 2000. – 27 с.

96. Бондарев, Б.А. К вопросу об экспериментальном изучении трещиностойкости полимерных композиционных материалов в конструкциях транспортных сооружений/ А.Б. Бондарев, Б.А. Бондарев, П.В. Борков //Сборник трудов I Международной научно-практической конференции (Саратов, 18-19 ноября 2015 г.):в 2 т. Т. 1. Повышение надежности и безопасности транспортных сооружений и коммуникаций. – Саратов: СГТУ, 2015. – С.239-243.

97. Овчинников, И.И. Экспериментально-теоретическое моделирование армированных конструкций в условиях коррозии: моногр. / И.И. Овчинников, В.Н. Мигунов, И.Г. Овчинников. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 294 с

98. Селяев, В.П. Верификация математической модели для оценки долговечности железобетонных конструкций, работающих в условиях действия жидких агрессивных сред [Текст] / В.П. Селяев, П.В. Селяев, Е.Л. Кечуткина// Механика разрушения строительных материалов и конструкций: Материалы VIII академических чтений РААСН – междуна-

родной научно-технической конференции. – Казань: КГАСУ, 2014. – С.298-303.

99. Попеско, А.И. Расчет железобетонных конструкций, подверженных коррозии [Текст]: дис.... д-ра техн. наук / А.И. Попеско. – СПб., 1996. – 350 с.

100. Гузеев, Е.А. Учёт агрессивных воздействий в нормах проектирования конструкций [Текст] / Е.А Гузеев, С.Н. Алексеев, Н.В. Савицкий // Бетон и железобетон. – 1992. – №10. – С.8-9.

101. СНиП 2.03.01–84. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст] / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1985. – 79 с.

102. Гузеев, Е.А. Основы расчёта и проектирования железобетонных конструкций повышенной стойкости в коррозионных средах [Текст]: дис...д-ра техн. наук / Е.А. Гузеев. – М.: НИИЖБ. – 349 с.

103. Гузеев, Е.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии бетона третьего вида [Текст] / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий, А.А. Тытюк // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. трудов. – М.: НИИЖБ, 1990. – С. 59-66.

104. Гузеев, Е.А. Интегральный метод оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в случае воздействия агрессивной среды и силовой нагрузки [Текст] / Е.А. Гузеев, В.М. Бондаренко, Н.В. Савицкий. – М.: Стройнздат, 1984.

105. Гузеев, Е.А. Влияние среды на механические свойства бетона [Текст] / Е.А.Гузеев // Прочность, структурные изменения и деформации бетона. – М.: Стройиздат, 1978. – С. 223-253.

106. Гузеев, Е.А. Железобетонные конструкции для эксплуатации в агрессивных газовых средах [Текст] / Е.А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1969. – № 4. – С. 8-10.

107. Гузеев, Е.А. Особенности процессов деформирования и разрушения бетона и железобетона, подвергающегося действию нагрузки и агрессивной среды [Текст]/ Е.А. Гузеев // Защита строительных сооружений от коррозии: материалы V Межд. конф. – ЧССР, 1976. – С. 80-87.

108. 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: сб. науч. тр. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1974. – С. 168-177.

109. Гузеев, Е.А. Железобетонные коррозионно-стойкие конструкции [Текст] / Е.А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1978. – № 8. – С. 7-8.

110. Савицкий, Н.В. Прочность и деформативиость железобетонных элементов, работающих в жидких сульфатных средах, агрессивных по признаку коррозии третьего вида [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Н.В. Савицкий. – М.: 1986. –230 с.

111. Гарибов, Р.Б. Сопротивление железобетонных элементов конструкций воздействию агрессивных сред [Текст]/ Р.Б. Гарибов. – Саратов: СГУ, 2003. – 228 с.

112. Пухонто, Л.М. Применение деградационных моделей для оценки долговечности железобетонных конструкций инженерных емкостных сооружений [Текст]/ Л.М. Пухонто // Долговечность и защита конструкций от коррозии: материалы междунар. конф., 25-27 мая 1999 г. – М., 1999. – С. 98-104.

113. Пухонто, Л.М. Деградационная модель износа железобетонных конструкций инженерных сооружений при малоцикловых нагрузках и коррозионных воздействиях среды: Теоретические основы строительства [Текст]/ Л.М. Пухонто // Сборник научных трудов Московского государственного строительного университета и Варшавского политехнического института. – М., 1996. – С. 33-42.

114. Hanjari, K. Z. Analysis of mechanical behavior of corroded reinforced concrete structures / K. Z. Hanjari, P. Kettil, K. Lundgren // ACI Structural Journal. – 2011. – Vol. 108, № 5. – P. 532-541.

115. Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement / J.Cairns [et al]. // ACI Materials Journal. – 2005. – Vol. 102, No. 4. – P. 256-264.

116. Бондаренко, В.М. Жесткость и отпорность повреждённого коррозией железобетона, оцениваемые с учётом диссипации энергии [Текст]/ В.М. Бондаренко, Б.А. Ягупов //Бетон и железобетон. – 2008. – №6. – С. 24-28.

117. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона [Текст]/ В.М. Бондаренко. – Харьков: Изд-во Харьковского университета, 1968. – 323 с.

118. Ягупов, Б.А. К вопросу оценки несущей способности эксплуатируемых железобетонных конструкций, поврежденных коррозией [Текст]/ Б.А. Ягупов, Р.Е. Мигаль // Бетон и железобетон. – 2007. – №3. – С. 28-30.

119. Ягупов, Б.А. Расчетные предпосылки комплексной оценки силового сопротивления железобетонных конструкций при интенсивных коррозионных воздействиях [Текст]/ Б.А. Ягупов // Бетон и железобетон. – 2008. – № 3 (552). – С. 16-18.

120. Попеско, А.И. Инженерный метод расчета усиленных железобетонных стержней с коррозионными повреждениями [Текст]/ А.И. Попеско, О.И. Анцыгин, А.А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2006. – №2. – С. 11-13.

121. Попеско, А.И. Расчет усиленных под нагрузкой железобетонных стержней с коррозионными повреждениями [Текст]/ А.И. Попеско, О.И. Анцыгин, А.А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2006. – №9. – С. 22-24.

122. Попеско, А.И. Численный расчёт железобетонных стержней при коррозионных воздействиях [Текст]/ А.И. Попеско, О.И. Анцыгин, А.А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2007. – №3. – С. 25-27.

123. Попеско, А.И. Модель расчёта железобетонных конструкций с коррозионными повреждениями [Текст]/ А.И. Попеско, С.И. Анцыгин, А.А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2009. – №2. – С.17-20.

124. Попеско, А.И. Новый метод расчёта несущей способности железобетонных конструкций работающих в условиях газовой коррозии [Текст]/ А.И. Попеско, О.А. Анцыгин, А.А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2006. – №3. – С. 20-22.

125. Цикерман, Л.Я. Долгосрочный прогноз опасности грунтовой коррозии металлов [Текст]/ Л.Я. Цикерман. – М.: Недра, 1966. – 175 с.

126. Никитин, С.Е. Прочность и жёсткость изгибаемых железобетонных элементов с трещинами при коррозионных повреждениях [Текст]: дис.... канд. техн. наук / С.Е. Никитин. – СПб.: СПБПГПУ, 2012. – 141 с.

127. Horrigmoe, G. Residual Strength of deteriorated and retrofitted concrete structure: a numerical approach / G. Horrigmoe, B. Sand – Narvik, Norway: 2004. – 8 p.

128. Castellani, A. Beams with corroded reinforcement: evaluation of effects of cross section losses and bond deterioration by finite element analysis / A. Castellani, D. Coronelli // Proc. 8th Int. Conf. on Structure Faults and Repair 99. – Engineering Tech. Press. – Edinburgh, U.K. – 1999.

129. Coronelli, D. Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bars in reinforced concrete / D. Coronelli // ACI Structural Journal. – 2002. – №99 (3). – P. 267-276.

130. Steel-concrete bond deterioration due to corrosion: FE analysis for different confinement levels / Castellani A.[et al] // Magazine of concrete research. $-2003. - N_{2} 55(3). - P. 237-247.$

131. Лолейт, А.Ф. О подборе сечений железобетонных элементов по критическим усилиям [Текст] / А.Ф. Лолейт. – М.-Л.: Госстройиздат, 1933.-68 с.

132. Белов, В.В. Оценка долговечности коррозионно-повреждённых железобетонных конструкций [Текст]/ В.В. Белов, С.Е. Никитин // Бетон и железобетон. – 2012. – №1. – С.50-53.

133. Никитин, С.Е. Оценка эксплуатационных и предельных состояний, проектного и остаточного ресурсов коррозионно-повреждённых элементов с позиции блочной модели деформирования [Текст]/ С.Е. Никитин, В.В. Белов // Проблемы современного бетона и железобетона: сб.тр. в 2 ч. Ч.1. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минсктиппроект, 2009. – С. 127-138.

134. Никитин, С.Е Силовые и коррозионные нарушения контактной системы «арматура-бетон» [Текст] / С.Е. Никитин, В.В. Белов // Строительная наука – 2010. Теория, практика, инновации Северо-арктическому региону: сб. науч. трудов межд. науч-техн конф. – Архангельск: Северный (арктический) федеральный университет, 2010. – С. 83-91.

135. Мадатян, С.А. Условия эффективного применения в бетоне стальной и композитной арматуры повышенной прочности [Текст] / С.А. Мадатян // Бетон и железобетон-взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. – М.: МГСУ, 2014. – С.78-84.

136. Мухамедиев, Т.А. Проектирование усиления железобетонных конструкций внешним армированием композиционными материалами [Текст] / Т.А. Мухамедиев// Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014г.): в 7 т. Т.4. Ремонт, восстановление и усиление железобетонных конструкций. Моделирование и математические методы. Общие вопросы бетоноведения. Организация строительства и контроль качества. – М.: МГСУ, 2014. – С.34-43.

137. Хозин, В.Г. Особенности деформировании и разрушения бетонных балок, армированных композитной арматурой различных диаметров [Текст] /В.Г. Хозин, А.Р. Гиздатуллин, А.Н. Куклин // Механика разрушения строительных материалов и конструкций: материалы VIII академических чтений РААСН – международной научно-технической конференции. – Казань: КГАСУ, 2014. – С.354-361.

138. ACl 440R-07 «Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures," ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., (2007), 100 p.

139. ACl 440.1R-06 «Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced, with FRP Bars,» ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills Mich., (2006), 44p.

140. Лапшинов, А.Е. Бетонные колонны, армированные стеклопластиковой и базальтопластиковой арматурой [Текст]/ А.Е. Лапшинов, С.Л. Мадатян // Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. – М.: МГСУ, 2014. – С.67-77.

141. ГОСТ 31938-2011. Межгосударственный стандарт. арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия [Текст].

142. Куликов, А.Н. Экспериментально-теоретические исследования свойств фибробетона при безградиентном напряженном состоянии в кратковременных испытаниях [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Н. Куликов. – Л., 1974. – 26 с.

143. Опбул, Э.К. Эффективное использование высокопрочной арматуры в изгибаемых элементах без предварительного напряжения [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук: 05.23.01 / Э.К. Опбул. – СПб., 2006. – 25 с.

144. Шилов, А.В. Керамзитофиброжелезобетонные изгибаемые элементы с высокопрочной арматурой без предварительного напряжения [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.В. Шилов. – Ростов н/Д, 1996. – 28 с.,

145. Маилян, Р.Л. Рекомендации по проектированию железобетонных конструкций из керамзитрбетона с фибровым армированием базальтовым волокном [Текст] / Р.Л. Маилян, Л.Р. Маилян, К.М. Осипов. – Ростов н/Д: Севкав НИПИагропрм.РГАС, 1996.

146. Трещиностойкость изгибаемых элементов из дисперсно-армированного железобетона с высокопрочной арматурой без предварительного напряжения [Текст]/ У.Х. Магдеев, В.И. Морозов, Ю.В. Писаренко, Опбул Э. К. // Механика разрушения строительных материалов и конструкций: Материалы VIII академических чтений РААСН – международной научнотехнической конференции. – Казань: КГАСУ, 2014. – С.174--180.

147. Костина, М.В. Высокопрочная и коррозионностойкая рабочая арматура для особо ответственных конструкций [Текст] /М.В. Костина, В.М. Блинов, Л.Г. Ригина // Бетон и железобетон-взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. – М.: МГСУ, 2014. – С.57-66.

148. Колотыркин, Я.М. Металл и коррозия [Текст] / Я.М. Колотыркин. – М.: Металлургия, 1984. – 400с.

149. Феттер, К. Электрохимическая кинетика [Текст] / К. Феттер. – М.: Химия, 1967. – 856 с.

150. Урбанович, И.Н. Оценка долговечности железобетона с помощью ультразвука [Текст] / И.Н Урбанович, С.Н. Алексеев // Бетон и железобетон. – 1986. – №5. – С. 8-10.

151. Проектирование строительства и реконструкции зданий и сооружений, эксплуатирующихся в агрессивных средах [Текст]: учеб. пособие / В.Н. Мигунов, Р.Б. Гарибов, С.Н. Степанов, И.И. Овчинников. – Саратов: ИЦ «Рата», 2008. – 151 с.

152. Pourbaix M.:Atlas d' Eguilibres Electrochimigues a 25 Gauthiers – Villars Cie, Paris, 1963.

153. Алексеев, С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне [Текст] / С.Н. Алексеев. – М.: Стройиздат, 1968. – 228 с.

154. Гузеев, Е.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии бетона третьего вида [Текст] / Е.А. Гузеев, Н.В. Савиц-кий // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. науч. трудов. – М.: СНТ НИИЖБ, 1988. – С. 16-19.

155. 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.

156. Трещины в железобетоне и коррозия арматуры [Текст] / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев, Г.П. Вербецкий, В.И. Новгородский – М.: Стройиздат, 1971. – 144 с.

157. Алексеев, С.Н. Кинетика карбонизации бетона [Текст] / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь// Бетон и железобетон. – 1969. – №4. – 22 с.

158. Розенталь, Н.К. Исследование защитных свойств тяжелого бетона по отношению к стальной арматуре [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук / Н.К. Розенталь. – М.: НИИЖБ, 1970. – 24 с.

159. Розенталь, Н.К. Способ оценки коррозионного состояния стальной арматуры в железобетонных конструкциях [Текст] / Н.К. Розенталь // Изучение стойкости железобетона в агрессивных средах. – М.: Стройиздат, 1980 – С.72-80.

160. Розенталь, Н.К. Методы и приборы для изучения кинетики карбонизации бетона [Текст] / Н.К. Розенталь, П.В. Язев // Бетон и железобетон. – 1972. – №11. – С. 19.

161. Чирков, В.П. Прогнозирование сроков службы железобетонных конструкций [Текст]: учеб. пособие / В.П. Чирков. – М.: МИИТ, 1997. – 56 с.

162. ГОСТ Р 52804-2007. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Методы испытаний [Текст]. – М.: Стандартинформ, 2008 – 32 с.

163. Алексеев, С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне [Текст]/ С.Н. Алексеев. – М.: Госстройиздат, 1962. – 186 с.

164. Бабушкин, В.И. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона [Текст]/ В.И. Бабушкин. – М.: Госстройиздат, 1968. – 187 с.

165. Степанова, В.Ф. Теоретические основы и практическое обеспечение сохранности арматуры в бетонах на пористых заполнителях [Текст]: дис.... д-ра техн наук / В.Ф. Степанова. – М.: НИИЖБ, 2003. – 268 с.

166. Гусев, Б.В. Физико-математическая модель процессов коррозии арматуры железобетонных конструкций в агрессивных средах [Текст]/ Б.В. Гусев, А.С. Файвусович// Теория. – М.: Научный мир, 2009. – 56 с.

167. 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.

168. Розенталь, Н.К. Новое в СП 28.13330.2012 «СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии» [Текст] / Н.К. Розенталь, Г.В. Чехний// Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №2. – С. 57-59.

169. International Energy Statistics.). cfm = 908pid=44aid=8 (дата обращения: 11.10.2013)

170. 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.

171. Ратинов, В.Б. Химия в строительстве [Текст] / В.Б. Ратинов, Ф.М. Иванов. – М.: Стройиздат, 1977. – 220 с.

172. 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.

173. 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.

174. 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.

175. Дымченко, В.Г. Коррозия железобетона под действием углекислого газа [Текст] / В.Г. Дымченко [и др.] // Строительные материалы и конструкции. – 1990. – №1. – С.29-30.

176. Москвин, В.М. Коррозия бетона [Текст]/ В.М. Москвин. – М.: Госстройиздат, 1952. – 344 с.

177. Овчинников, И.И. Модели и методы расчёта стержневых и пластинчатых армированных конструкций с учётом коррозионных повреждений (хлоридная коррозия и коррозионное растрескивание) [Текст]: дис... канд наук / И.И. Овчинников. – Волгоград, 2006. – 461 с.

178. Барташевич, А.А. О механизме разрушения цементных материалов в калийных солях [Текст] / А.А. Барташевич, Л.Д. Шайтаров // Бетон и железобетон. – 1969. – №4. – С. 17-18.

179. Барташевич, А.А. К механизму солевой физической коррозии //Защита строительных конструкций в агрессивных средах химических и нефтехимических производств [Текст] / А.А. Барташевич, Б.В. Рудь, Л.А. Путан // Сб. ЦБТИ Минпромстроя СССР. – М., 1970. – С.72-75.

180. Москвин, В.М. Влияние хлористых солей на образование сульфоалюмината кальция [Текст] / В.М. Москвин, Т.В. Рубецкая // Цемент. – 1953. – № 6. – С.3-8.

181. Kawadkar K.G., Krishnamoorthy S. Behavior of cement concrete under common salt solution both under hydrostatic and atmospheric pressure // Cement and Concrete Research. – 1981. – V.I. – pp. 103-113. 411. Kierkegard-Hansen P. Lokstrength // Nordisk Betong. – 1975. – H.8.

182. Вольнов, И.И. Исследование тройной системы $CaCl_2 - Ca(OH)_2 - H_2O$ [Текст]: автореф. дис.... канд. хим. наук / И.И. Вольнов. – М., 1952. – 14с.

183. Мощанский, Н.А. Стойкость растворов и бетонов при действии HF и HC1 [Текст] / Н. А. Мощанский, Е. Л. Пучинина // Тр. НИИЖБ. – Вып. 2. – 1958. Вып. 15. – М., 1960. – С. 80-94.

184. Робовский, Б.Г. О фазовом составе продуктов хлорирования Ca(OH)₂ [Текст] / Б.Г. Робовский, В. И. Куксо // Журнал прикладной химии. – 1972. – Т. 17. – №3.

185. Полак, А.Ф. Основы коррозии железобетона. Математическое моделирование процесса с применением ЭВМ [Текст] / А.Ф. Полак. – Уфа: УНИ, 1986. – 69 с.

186. Beeby A.W. Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete. The Structural Engineering (London), v. 56A, No. 3, 1978. - P. 77-81.

187. Яковлев, В.В. Кинетика коррозии стальной арматуры в бетоне, содержащем хлориды [Текст]/ В.В. Яковлев, Г.В.Тененбаум, С.Н. Алексеев // Защита металлов. – 1988. – Т.ХХІV. – №3. – С.485-488.

188. Thoft-Christensen P. Deterioration of concrete structures / P. Thoft-Christensen // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 65-69.

189. 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.

190. 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 Сарат. ун-та, 2002. – 156 с.

191. Mejlhede, J.O. Chloride Ingress in Cement Paste and Mortar Measured by Electron Probe Micro Analysis / J.O. Mejlhede // Technical Report Series R No.51. Department of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, 1999. – P. 59-64.

192. Джонс, Р. Испытание бетона без разрушения [Текст] / Р. Джонс. – М., Стройиздат, 1964. – 140 с.

193. Мирсаяпов, И.Т. Выносливость железобетонных конструкций при режимном многократно повторяющемся циклическом нагружении и изменяющихся реологических свойствах бетона [Текст]: дис... д-ра техн. наук / И.Т. Мирсаяпов. – М.: НИИЖБ, 1993. – 714 с.

194. Weigler H., Segmuller E. Einwirkung von Chloriden auf Beton. «Betonwerk Fertigteil – Technik». – 1973. – 39. – №8. – P. 577-584.

195. Wilheim Jack, Wolrab Otto. Einwirkung chlorwasserstoffhaltiger Brangase auf Beton und Kalkmoertel. «Schadenprisma». –1974. – 3. – №2. – P. 25-36.

196. Енишерлова, С.Г. Физико-химические основы подбора добавок, эффективно тормозящих коррозию арматуры железобетона в кислой среде [Текст]/ С.Г. Енишерлова, В.Б. Ратинов// Труды БашНИИстроя, вып. VII. – М.: Недра. – 1966. – С.123-128.

197. Берг, О.Я., Исследование физического процесса разрушения бетона под действием статической и многократно повторяющейся нагрузки [Текст]/ О.Я.Берг, Г.Н. Писанко, Ю.Н. Хромец //Труды ЦНИИС, Исследование прочности и долговечности бетона транспортных сооружений, вып.60. – М.: Трансжелдориздат, 1966. – С.5-41.

198. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия [Текст] /М.Ф.Барштейн [и др.]; под ред. Б.Г.Коренева, И.М.Рабиновича. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.

199. Енишерлова, С.Г. Изучение механизма коррозии в бетоне потенциометрическим методом [Текст]/ С.Г. Енишерлова, С.Д. Бескова // Ингибиторы коррозии металлов: ученые записки МГПИ им. Ленина, вып.2. – М., 1962. – С.82-89.

200. 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.

201. Гельфман, Г.Н. О коррозии железобетона в атмосфере цеха по производству монохлоруксусной кислоты [Текст] / Г.Н. Гельфман, Л.Г. Карлова, Л.И. Табачник, А.А. Оратовская // Труды БашНИИстроя. вып. IX. – М.: Стройиздат, 1969. – С.264-271.

202. Сайтиев, С.Ш. О состоянии строительных конструкций в цехе по производству хлорвиниловой смолы [Текст] / С.Ш. Сайтиев, Г.Н. Гельфман // Сб. трудов НИИпромстроя. Вып. XIII. – Уфа: НИИпромстрой, 1973. – С.197-200.

203. Розенталь, Н.К. Состояние железобетонных конструкций цехов по производству хлора и каустика [Текст] / Н.К. Розенталь, В.П. Шевяков // Тр. НИИЖБ. – Вып. 11. – 1974. – С. 14-17.

204. Ванникова, Д.М. Исследование процессов коррозии и защита стен производственных зданий, эксплуатируемых в условиях хлорной агрессии [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук / Д.М. Ванникова. – М.: МАРХИ, 1962. – 22 с.

205. Элементы теории реконструкции железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, А.В. Боровских, С.В. Марков, В.И. Римшин. – Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, 2002. – 190 с.

206. Микашвили, Ю.Н. Исследование структуры и физико-механических свойств многолетнего бетона гидротехнических сооружений [Текст] / Ю.Н. Микашвили // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып.68. – Л.: Энергия, 1971. – С. 57-62.

207. Цулукидзе, П.П. К вопросу механизма образования и роста микротрещин в бетоне при осевом растяжении [Текст] / П.П. Цулукидзе, Ю.Н. Микашвили // Сообщения АН Груз.ССР, том 56, № 3. – Тбилиси, 1969. – С.649-652.

208. Клюева, Н.В. Проблемные задачи развития гипотез механики разрушения применительно к расчету железобетонных конструкций [Текст] / Н.В. Клюева, В.И. Колчунов, И.А. Яковенко // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – №3. – С.41-45.

209. Пантилеенко, В.Н. О повышении долговечности конструций, нефтегазопромысловых сооружений [Текст] / В.Н. Пантилеенко, Л.А. Ерохина // Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. – М.: МГСУ, 2014. – С.348-355. 210. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона [Текст] / О.Я. Берг. – М.: Госстройиздат, 1961. – 96 с.

211. Дыскин, А.В. Модель дилатансии хрупких материалов с трещинами при сжатии [Текст] / А.В. Дыскин, Р.Л. Салганик //Известия АН СССР. Механика твердого тела. – 1987. – № 6. – С.169-178.

212. Гузеев, Е.А. Исследование силовых и энергетических параметров разрушения бетона по полностью равновесным диаграммам его деформирования [Текст] / Е.А. Гузеев, В.И. Шевченко // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1986. – № 8. – С. 1-5.

213. Гузь, А.Н. Основы механики хрупкого разрушения материалов с начальными напряжениями [Текст] / А.Н. Гузь // Прикладная механика. – 1987. – Т.23. № 10. – С.34-39.

214. Ентов, В.М. Экспериментальное исследование закономерностей квазистатического развития макротрещин в бетоне [Текст] / В.М. Ентов, В.И. Ягуст //Известия АН СССР. Механика твердого тела. – 1975. – № 40 – С. 93-103.

215. Ламкин, М.С. Определение критического значения коэффициента интенсивности напряжений для бетона [Текст] / М.С. Ламкин, В.И. Пащен-ко// Известия ВНИИГ. – 1972. – Т. 99. – С. 234-239.

216. Мирсаяпов И.Т. Выносливость железобетонных конструкций при режимном циклическом нагружении [Текст]: учеб. пособие / И.Т. Мирсая-пов. – Иваново: Иванов. инж.-строит. ин-т., 1993. – 88 с.

217. Пересыпкин, Е.Н. Коэффициенты интенсивности напряжений в железобетонных элементах с трещинами [Текст] / Е.Н. Пересыпкин, Л.П. Трапезников // Известия ВНИИГ, т.121. – Л., 1978. – С.13-18.

218. Пирадов, А.Б. К методике определения критического коэффициента интенсивности напряжений бетона [Текст] / А.Б. Пирадов, Г.Ш. Габуния // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1989. – № 2. – С.9-11.

219. Ягуст, В.И. Сопротивление развитию трещины в бетонных конструкциях с учетом макроструктуры материала [Текст]: дис.... канд. техн. наук / В.И. Ягуст. – М.: НИИЖБ, 1982. – 254 с.

220. Carlson R.W., Houghton D.L., Polivka M. Causes and Control of Cracking in Unreinforced Mass Concrete // Journ. of ACI. – 1979. –Vol.76. – N7. – P.821–837.

221. Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements // Cement and Concrete Rese-arch. -1976. -Vol 6. -N6. -P.773-782.

222. Hillermeier B., Hilsdorf H.K. Fracture mechanics studies on concrete compounds // Cement and Concrete Re search. –1977. – Vol.7. – N5. – P.523–536.

223. Берг, О.Я. Прочность и деформации бетона и железобетона под воздействием многократно повторных нагрузок [Текст] / О.Я.Берг, Г.Н. Писанко, Ю.Н. Хромец //Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып.13. – М.-Л., 1964. – С.224-235.

224. Кулыгин, Ю.С. Ползучесть бетона при многократно повторяющихся нагрузках [Текст] / Ю.С. Кулыгин, И.К. Белобров // Особенности деформаций бетона к железобетона и использование ЭВМ для оценки влияния на поведение конструкций. – М.: Стройиздат, 1969. – С.77-97.

225. Щербаков, Е.Н. Прогнозирование выносливости бетонов в преднапряженных конструкциях [Текст] / Е.Н. Щербаков, Ю.В. Зайцев // Известия ВНИИГ. – 1987. – Т. 199. – С. 44-48.

226. Болотин, В.В. Рост трещин и финальное разрушение при циклическом нагружении [Текст] / В.В. Болотин // Проблемы прочности. – 1987. – № II. – С.3-7.

227. Броек, Д. Основы механики разрушения [Текст] / Д. Броек. – М.: Высшая школа, 1980. – 368 с.

228. Трощенко, В.Г. Развитие усталостной трещины. Сообщение 2. Модель развития трещины [Текст] / В.Т. Трощенко, П.В. Ясний, В.В. По-кровский // Проблемы прочности. – 1988. – № 10. – С. 15-20.

229. Либовиц, Г. Некоторые недавние теоретические и экспериментальные исследования по механике разрушения [Текст] / Г. Либовиц, ДЖ.Эфтис, Д. Джонс //Механика разрушения. Разрушение конструкций. – М.: Мир,1980. – С. 168-202.

230. Берг, О.Я. Исследование прочности железобетонных конструкций при воздействии на них многократно повторных нагрузок [Текст] / О.Я.Берг // Труды ЦНИИС, вып.19. – М.: Трансжелдориздат, 1956. – С. 106-107.

231. Берг, О.Я. О методе расчета железобетонных мостов по предельным состояниям [Текст] / О.Я.Берг //Железнодорожное строительство. – 1951. – №3. – С.21-24.

232. Берг, О.Я. О выносливости железобетонных конструкций [Текст] / О.Я.Берг //Труды ЦНИИС, вып.360. – М.: Трансжелдориздат. – I960. – С.151-167.

233. Ахметзянов, Ф.Х. К оценке концентрации усадочных микротрещин в цементном камне [Текст] / Ф.Х. Ахметзянов //Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1986. – №11. – С.55-56.

234. Баженов, Ю.М. Бетон при динамическом нагружении [Текст] / Ю.М. Баженов. – М.: Стройиздат, 1972. – 271 с.

235. Зайцев, Ю.В. Деформации прочность цементного камня и бетона с учетом трещин в микро- и макроструктуре [Текст]: дис.... д-ра техн. наук / Ю.В. Зайцев. – М., 1975. – 380 с.

236. Ламкин, М.С. Применение теории хрупкого разрушения к определению размеров температурных трещин в элементах бетонных конструкций [Текст] / М.С. Ламкин, В.И. Пащенко, Л.П. Трапезников // Труды координационных совещаний по гидротехнике // ВНИИГ. – 1973. – Вып.82. – С. 68–73.

237. Зависимость критического значения коэффициента интенсивности напряжений бетона от длины трещины [Текст] / А.П. Пак, Л.П. Тра-

пезников, Т.П. Шерстобитова, Э.Н. Яковлева// Известия ВНИИГ, т.136. – Л., 1980. – С. 111–114.

238. Пересыпкин, Е.Н. Методика определения критического коэффициента интенсивности напряжений для армированного бетона [Текст] / Е.Н. Пересыпкин, В.П. Крамской // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1982. – № 8. – С. 22-24.

239. Шевченко, В.И. Трещиностойкость и долговечность жаростойких бетонов [Текст]: дис.... д-ра техн. наук / В.И. Шевченко. – М., 1986. – 368 с.

240. Нилендер, Ю.А. Поверхностная прочность бетона и связь ее с появлением трещин [Текст] / Ю.А. Нилендер // Коррозия бетона: труды конференции. – М.: Изд-во АН СССР, 1937. – С.255-301.

241. Вербецкий, Г.П. Механизм и кинетика коррозии бетона и арматуры в гидротехнических сооружениях, эксплуатируемых с допущением трещинообразования [Текст]: дис.... д-ра техн. наук / Г.П. Вербецкий. – Тбилиси, 1979. – 409 с.

242. Цыба, О.О. Трещиностойкость и деформативность растянутого железобетона с ненапрягаемой и напрягаемой стержневой арматуры, имеющей различную относительную площадь смятия поперечных рёбер [Текст]: дис.... канд. техн наук / О.О. Цыба. – М.: НИИЖБ, 2012. – 204 с.

243. Гениев, Г.А. Некоторые вопросы теории упругости и пластичности железобетона при наличии трещин [Текст] / Г.А. Гениев, Г.А. Тюнин // Новые методы расчета строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1968. – С. 9-14.

244. Немировский, Я.М. Пересмотр некоторых положений теории раскрытия трещин в железобетоне [Текст] / Я.М. Немировский // Бетон и железобетон. – 1970. – №3. – С. 5-8.

245. Broms B.B. Crack width and crack spacing in reinforced concrete members // J.A.C.I. – 1965. – V.62, N 10. – P. 1237-1256.

246. Broms B.B., Lutz L.A. Effects of arrangement of reirrfor effluent on crack width and spacing of reinforced concrete members // J.A.C.I. – 1965. – Vol.62, N11. – P. I395-I4I0.

247. Broms B.B. Teori for berakning av sprlckvidd och sprickav- stand i armerade betongkonstruktioner // Cement och Betong1. –1968. – V.43. – N1. – P. 52–64(шведск.)

248. Dabrowsi K., SadowsfcL A. Obliczanie szerokosci rozwarcia prostop ad lych do osi w zginanych belkach zelbetowych // Inzynieriai budownictwo. – 1968. – V.25t, N 9. – S. 321–326.

249. Gergely P., Lutz L.A. Maximum crack width in reinforced concrete flexural members // J.A.C.I. – 1968. – V. 65, N 7. – P.554-555.

250. Morisett A. Evolution de la fissuration de poutres en beton ame en milien naturet et an milien conditionne // A.I.T.B. et T.P. – 1968. – N 246. – P. 914–917.

251. Zielinski A. Przyczynek do teorii rys // Inzynieria i budoir-nictwo. – 1967. – N 2. – S. 58-62.

252. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона [Текст]: моногр. / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 472 с.

253. Горшенина, Е.В. Методика расчета ширины раскрытия трещины при различных режимах загружения [Текст]: дис.... канд. техн. наук / Е.В. Горшенина. – Тольятти, 2006. – 120 с.

254. Фам Фук Тунг. Расчет расстояния между трещинами и ширины раскрытия трещин центрально растянутых железобетонных элементов [Текст]: дис.... канд. техн. наук / Фам Фук Тунг. – М., 2007. – 228 с.

255. Шамурадов, Б.Ш. Ширина раскрытия нормальных трещин в железобетонных элементах [Текст]: дис.... канд. техн. наук / Б.Ш. Шамурадов. – Киев, 1987. – 191 с.

256. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст]. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 53 с.

257. Берг, О.Я. Растяжение в железобетоне [Текст] / О.Я.Берг, А.В. Алексейченко // Строительство железных дорог и путевое хозяйство. – 1941. – №4. – С. 13-18.

258. Берг, О.Я. Исследования процесса трещинообразования в железобетонных элементах с арматурой периодического профиля [Текст] / О.Я.Берг // Сообщение №44 ВНИИ железнодорожного строительства и проектирования. – М.: Трансжелдориздат, 1954. – 24 с.

259. Клевцов, В.А. Влияние толщины защитного слоя бетона на ширину раскрытия трещин в растянутых элементах, армированных стержнями периодического профиля [Текст] / В.А. Клевцов, Э.Г. Портер // Сцепление арматуры с бетоном. Краткое изложение сообщений на конференции по проблеме сцепления арматуры с бетоном. – Челябинск.: ЧПИ, 1968. – С. 112-114.

260. Молодченко, Г.А. Исследование процесса трещинообразования в железобетоне при центральном растяжении и в условиях плоского напряженного состояния (сжатие с растяжением при кратковременном действии нагрузки) [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук / Г.А. Молодченко. – Харьков, 1969. – 18 с.

261. Мурашев, В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона [Текст] / В.И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 258 с.

262. Немировский, Я.М. Пути совершенствования теории расчета деформации и раскрытия трещин в железобетоне /Я.М. Немировский // Мат. VI бетону и железобетону. Вып. 1. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 152-167.

263. Фигаровский, В.В. Экспериментальное исследование жесткости и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном действии нагрузки [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук / В.В. Фигаровский. – М., 1962. – 18 с.

264. Гвоздев, А.А. Состояние и задачи исследования сцепления арматуры с бетоном [Текст] / А.А. Гвоздев // Бетон и Железобетон. – 1968. – № 12. – С.1-4.

265. Клевцов, В.А. Исследование предварительного напряжения безраскосных ферм для покрытий с плоской кровлей [Текст] / В.А. Клевцов // Предварительно напряженные железобетонные конструкции производственных зданий и инженерных сооружений / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1969. – С.5-17.

266. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – М.: ГУП ЦПП Госстроя России, 1998. – 77 с.

267. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – М.: Стройиздат, 1976. – 94 с.

268. Bazant Z.P., Oh B.H. Crack Baut theczy for fracture of Concrete // Marer. et, Conctr. – 1983. – V.16, №93. – P. 155-177.

269. ENV 1992-1-1: 1991: Eurocode 2: Desing 2: Desing of concrete structures. – Parti.: General rules and Rules for Buildings. European Prestandart. June, 1992.

270. Nawy E.G. Grack Control in Reinforced Concrete Structures // J.A.C.I. – 1968. – V. 65, N 10. – P. 825-837.

271. СН 365-67. Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб [Текст]. – М.: 1967. – 144 с.

272. Кузнецов, А.Н. Раскрытие трещин в центрально-растянутых железобетонных элементах [Текст] / А.Н. Кузнецов // Строительная промышленность. – 1940. – С. 42- 48.

273. Оатул, А.А. Экспериментальное исследование сцепления бетона с арматурой на растянутых образцах при кратковременном повторном и длительном действии нагрузки [Текст] / А.А. Оатул, Ю.А. Иващенко // Исследование по бетону: сб. Труды № 46. – Челябинск: ЧПИ, 1967. – С. 135-142.

274. Федоренко, М.М. Про утворешя трщин і роботу ростягнутого тону між тріщинами в элементах залізобетоних конструкції [Текст] / М.М. Федоренко // Будівельни материали і конструкції. – 1968. – №4. – С. 33-34.

275. Hartl G., Die Arbeitslinie eingebetteter Stahle bei Erst- und Kurzzeitbelastung, Dissertation (1977).

276. Samer Al-Fayadh Cracking Behaviour of reinforced concrete tensile members. Institutionen for konstruktionsteknik betongbyggnad. – Goteborg, 1997.

277. Смоляго, Г.А. Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций по образованию трещин с учетом коррозии [Текст] / Е.Г. Смоляго // Бетон и железобетон-взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014г.): в 7 т. Т. 1. Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование. – М.: МГСУ, 2014. – С.358-364. 278. Пирадов, К.А. Механика разрушения железобетона [Текст]/ К.А. Пирадов, Е.А. Гузеев. – М.: Новый век, 1998. – 190 с.

279. Мигунов, В.Н. Методика оценки влияния ширины расчётных поперечных трещин в изгибаемых железобетонных элементах на величину раскрытия коррозионных продольных трещин в условиях воздействия хлоридсодержащей среды и эксплуатационной нагрузки [Текст] / В.Н. Мигунов //Сборник трудов I Международной научно-практической конференции (Саратов 18-19 ноября 2015г): в 2Т.Т1. Повышение надёжности и безопасности транспортных сооружений и коммуникаций. – Саратов: СГТУ, 2015. – С.252-256.

280. Алексеев, С.Н. Влияние трещин на интенсивность коррозии арматуры железобетонных конструкций [Текст] / С.Н. Алексеев. В.И. Новгородский // Бетон и железобетон. – 1964. – №11. – С.511-514.

281. Мигунов, В.Н. Ширина раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных элементах при воздействии переменной нагрузки и агрессивной среды [Текст]: дис.... канд тех. наук / В.Н. Мигунов. – М.: НИИЖБ,1985. – 214 с.

282. Никитин, С.Е. Прочность и жёсткость изгибаемых железобетонных элементов с трещинами при коррозионных повреждениях [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук / С.Е. Никитин. – СПб.: СПБПГПУ, 2012. – 21 с.

283. Потапов, Ю.Б. Расчет долговечности железобетонных конструкций с учетом коррозии арматуры [Текст] / Ю.Б. Потапов, П.А. Головинский, Г.Д. Шмелев // Изв вузов Строительство. – 2003. – №6. – С. 113-117.

284. Мигунов, В.Н. Коррозия арматуры в трещинах железобетонных конструкций в газовоздушной атмосфере производственных зданий [Текст] / В.Н. Мигунов // Изв. вузов. Строительство. – 2008. – №8. – С. 4-9.

285. Мигунов, В.Н. Теоретические исследования долговечности строительных железобетонных конструкций с трещинами в защитном слое бетона при воздействии на них газовоздушной среды с кислыми газами [Текст]/ В.Н. Мигунов // Эффективные строительные конструкции: теория и практика: сборник IX Международной научно-технической конференции. – Пенза: Приволжский дом знаний, 2009. – С. 27-31.

286. Мигунов, В.Н. Экспериментально-теоретическое исследование коррозии и долговечности железобетонных конструкций с трещинами [Текст]: моногр.: в 2 ч. Ч. 1. /В.Н. Мигунов. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 332 с.

287. Москвин, В.М. О механизме коррозии стальной арматуры в бетоне с трещинами [Текст] / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев, В.И. Новгородский // Коррозия, методы защиты и повышения долговечности бетона и железобетона / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1965. – С.27-39.

288. Трапезников, Л.П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений [Текст] / Л.П. Трапезников. – М.: Энергоатомиздат, 1987. – С. 61-74.

289. Шоу, Дж. Коррозионная стойкость железобетонных труб [Текст] / Дж. Шоу // Гражданское строительство. – 1965. – № 6. – С.3-10.

290. Rehm G., Rauen A. Korrosion von Stahl in Beton // Betonsteinzeitung. – 1968. – N 5. – P. 258–264.

291. Москвин, В.М. Влияние трещин в бетоне на степень коррозии арматуры в железобетонных конструкциях [Текст]/ В.М. Москвин, С.Н. Алексеев, В.И. Новгородский // Гидротехническое строительство. – 1965. – № 2. – С.20-27.

292. Новгородский, В.И. Исследование влияния трещин в бетоне на коррозию арматуры железобетонных конструкций [Текст]: дис.... канд техн. наук / В.И. Новгородский. – М.: НИИЖБ, 1964. – 133 с.

293. Вербецкий, Г.П. Лабораторные исследования коррозии арматуры в трещинах железобетона в напряженном состоянии [Текст] / Г.П. Вербец-кий// Известия ТНИСГЭИ, т.14. – М.: Госэнергоиздат, 1962. – С.163-173.

294. Вербецкий, Г.П. Исследование коррозии арматуры в трещинах железобетона [Текст] / Г.П. Вербецкий // Бетон и Железобетон. – 1964. – № 11. – С.507-510.

295. Вербецкий, Г.П. Механизм образования коррозионных макропар в трещинах железобетона [Текст] / Г.П. Вербецкий// Известия ТНИСГЭИ, т.16. – М.: Энергия, 1965. – С. 329-337.

296. Определение допустимой ширины раскрытия трещин в разных конструкциях с учетом условий эксплуатации зданий и сооружений и требуемого срока службы. Тема № 18.8.6 по плану координации важнейших науч. иссл. работ в области строительства между странами-членами СЭВ на период по 1965 г. Отчет по плану НИИЖБ № 1307-65 [Текст]. – М.: НИИЖБ, 1965. – 187 с.

297. Вербецкий, Г.П. Механизм и закономерности развития корро¬зии арматуры в трещинах железобетона[Текст] / Г.П. Вербецкий // Защита от коррозии гидротехнических сооружений в речных водах. – М.: Энергия, 1968. – С.314-324.

298. Москвин, В.М. Условия и формы коррозии стальной арматуры в бетоне [Текст] / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев, В.И. Новгородский// Материалы секций V1 конференции по бетону и железобетону, подготовленная НИИ бетона и железобетона. Вып. 1. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 89-94.

299. Подвальный, А.М. Влияние прочности бетона и толщины защитного слоя на долговечность железобетона [Текст] / А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 1969. – №3. – С. 8-13.

300. Полак, А.Ф. К теории газовой коррозии железобетона [Текст]/ А.Ф. Полак, Р.Г. Хабибуллин // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1982. – №7. – С. 70-73.

301. Полак, А.Ф. Моделирование коррозии железобетона и прогнозирование его долговечности. Итоги науки и техники. Коррозия и защита от коррозии [Текст] / А.Ф. Полак // ВИНИТИ. Т.12. – М., 1986. – С. 12-35.

302. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами [Текст] / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 208 с.

303. Вербецкий, Г.П. Метод расчёта коррозионной потери сечения стальной арматуры в трещинах железобетонных конструкций [Текст] / Г.П. Вербецкий, В.Я. Шаповалова, О.Я. Саралидзе // Сообщения АН ГрузССР. – 1989. – Т. 136. №3. – С. 118-124.

304. Рекомендации по проектированию и усилению железобетонных хранилищ для сыпучих материалов, а том числе с повышенной температурой, применительно к условиям реконструкции [Текст]. – Харьков: Промстрой проект Госстроя СССР, 1986. – 239 с.

305. Рекомендации по защите подземных бетонных конструкций от воздействия сероводородных минерализованных вод [Текст]. – Тбилиси, 1979. – 20 с.

306. Розанов, Н.П. Контрфорсные плотины [Текст] / Н.П. Розанов. – М.: Стройиздат, 1949. – 288 с.

307. Юнг, В.Н. Введение в технологию цемента [Текст] / В.Н. Юнг. – М.: Госстройиздат, 1938. – 403 с.

308. Houng R.B. A device for determining the depth of surface cracks in concrete // J.A.C.I. – April 1944. – V. 15, N 5. – P. 401-406.

309. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия [Текст]. – М.: ЦНТП Госстроя СССР, 1996.

310. Степанов, С.Н. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах с учётом коррозионного износа рабочей арматуры [Текст]: дис.... канд. техн. наук / С.Н. Степанов. – Н. Новгород: НГАСУ, 2005. – 180 с.

311. Степанов, С.Н. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах с учётом коррозионного износа рабочей арматуры [Текст]: дис.... канд. техн. наук / С.Н. Степанов. – Н.Новгород: НГАСУ, 2005. – 180 с.

312. Мигунов, В.Н. Длительные экспериментальные исследования влияния продольных трещин в защитном слое бетона на изменение долговечности, кратковременной жёсткости и прочности внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом строительных обычных железобетонных элементов [Текст] / В.Н. Мигунов, И.Г. Овчинников // Известия вузов. Строительство. – 2010. – №2. – С. 125-130.

313. Клюева, Н.В. Некоторые направления развития теории живучести зданий и сооружении [Текст] / Н.В. Клюева // Бетон и железобетон-взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 1. Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование. – М.: МГСУ, 2014. – С.293-300.

314. Гвоздев, А.А. О некоторых направлениях в теории деформирования и длительной прочности бетона [Текст] / А.А. Гвоздев // Прочно-

стные и деформативные характеристики бетона и железобетона. – М.: НИИЖБ, 1981. – С. 42-47.

315. Митасов, В.М. Основные положения энергетической теории сопротивления железобетона [Текст] / В.М. Митасов, В.В. Адищев // Известия вузов. – 2010. – №6. – С. 3-7.

316. Москвин, В.М. К вопросу о долговечности строительных конструкций [Текст]/ В.М. Москвин //Сборник трудов НИИЖБ «Защита от коррозии строительных конструкций и повышение их долговечности. – М.: Стройиздат, 1969. – С. 3-9.

317. СТО 36554501-014-2008 – Стандарт организации. Надёжность строительных конструкций и оснований [Текст]. – М.: ФГУП НИЦ строительство, 2008. – 12с.

318. Papadakis V.G., Vaganas C.G, Fardis M.N. A reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation // Journal of the American Institute of Chemical Engineers. -1989. -1(11). -P. 110 - 122.

319. Ishida T, Maekawa K and Soltani M. Theoretically Jdentified Strong Coupling of Carbonation Rate and Thermodynamic Moisture States in Micropores of Concrete // Journal of Advanced Concrete Technology. – June 2004. – Vol. 2, № 2 / Copyright c 2004 Japan Concrete Institute. – P.213 – 222.

320. Учёт химического взаимодействия при построении математических моделей коррозии бетона [Текст] / А.Р. Анваров, Т.В. Латыпова, В.М. Латыпов // Материалы международной конференции «Проблемы безопасности зданий и сооружений в современном строительстве». – СПб., 2007 – С. 43-50.

321. Liang M, Wu J, and Liang C. Multiple Lager Fuzzy Evaluation for Existing Reinforced Concrete Bridges, 2001, J Infrastruct/ Syst, 7 (4)/-P. 144-159.

322. Васильев, А.И. Прогноз коррозии арматуры железобетонных мостовых конструкций при карбонизации защитного слоя [Текст] / А.И. Васильев // Бетон и железобетон. – 2001. – №3. – С. 16-20.

323. Мощанский, Н.А. Определение сравнительной агрессивности главнейших газов к стали, бетону и защитным органическим покрытиям [Текст] / Н.А. Мощанский, Е.А. Пучинина / Коррозия железобетона и методы защиты: тр. науч. исслед. ин-та бетона и железобетона. Вып. 28. – М., 1962. – С. 5-27.

324. Tuutti K. Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Inst. Stockholm, 1982.- 469p.

325. 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.

326. EN 206-1. Бетон. Часть 1. Требования, показатели, изготовление и соответствие [Текст].

327. Чирков, В.П. Основы теории проектирования строительных конструкций. Железобетонные конструкции / В.П. Чирков [и др.]. – М.: 1999. – 371 с.

328. Приложение к МГСН 2.07-01. Рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий. расположенных вблизи нового строительства или реконструкции [Текст]. – М.: ГУП «НИАЦ», 2004.

329. Hakkinen, T. Influence of high slad content on the basic mechanical proporties and carbonation of concrete / T. Hakkinen. – Espoo, Finland: technical research center of Espoo, publicatons 144, 1993. – 99 p.

330. Оценка конструктивных характеристик разрушающихся железобетонных мостов при применении методов основанных на надежности [Текст] / Й.К. Сунг [и др.]// //Бетон и железобетон-взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014г.): в 7 т. Т.2. Безопасность железобетонных конструкций при особых природных и техногенных воздействиях. Опыт строительства зданий и сооружений. Мониторинг состояния конструкций, зданий и сооружений. – М.: МГСУ, 2014. – С.396-410.

331. Васильев, А.И. О выборе толщины защитного слоя бетона мостовых конструкций [Текст] / А.И. Васильев, А.С. Бейвель, А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2001. – №5. – С. 25-27.

332. Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures. Reported by ACI – ASCE Committee 343, ACI – 343R-95.

333. Standard Specification, for structural Concrete. American Concrete Institute standard 301-96.

334. Оценка защитных свойств цементных материалов в условиях коррозии карбонизации [Текст] / П.Г. Комохов, В.М. Латыпов, Р.Ф. Ватапов, Т.В. Латыпова // Изв. вузов. – 1998. – №3. – С. 113-119.

335. Новгородский, В.И. Усиление монолитного железобетонного перекрытия [Текст] / В.И. Новгородский, А.Д. Ли, В.Я. Шишкин // Бетон и железобетон. – 1996. – №3. – С. 2-6.

336. Латыпов, В.М. Долговечность бетона и железобетона в природных эксплуатационных средах [Текст]: автореф. дис.... д-ра техн. наук / В.М. Латыпов. – СПб., 1998. – 38 с.

337. Овчинников, И.Г. Моделирование поведения сжимаемого железобетонного элемента, усиливаемого внешней стальной обоймой после воздействия агрессивной хлоридсодержащей среды [Текст]/ И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, Р.Б. Гарибов // Изв. вузов. – 2003. – №1. – С. 9-15.

338. Brown R.D. Design prediction of the life for reinforced concrete in marine and other chloride environments, Durability of Building Materials, vol. 1, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1982. – P.113-125.

339. Петров, В.В. Расчет пластинок и оболочек из нелинейно-упругого материала [Текст] / В.В. Петров, И.Г. Овчинников, В.И. Ярославский. – Саратов: Изд-во Сарат. ун-та, 1976.-133с.

340. Bamforth P. B. Definition of exposure classes and concrete mix requirements for chloride contaminated environments / P. B. Bamforth // Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. – Cambridge, 1996. – P. 176-188.

341. Berke N.S. Predicting Chloride Profiles in Concrete / N. S. Berke, M. C. Hicks // Corrosion (USA). 1994. – N_{2} 3. – P. 234-239.

342. Ciampoli M. Probability-based durability design of reinforced concrete structures / M. Ciampoli, P. Giovenale, L. Petrichella // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 211-215.

343. Добромыслов, А.Н. Оценка надёжности зданий и сооружений по внешним признакам [Текст]: справочное пособие / А.Н. Добромыслов. – М.: Из-во АСВ, 2004. – 72с.

344. Hobbs D.W. Chloride ingress and chloride-induced corrosion in reinforced concrete members / D. W. Hobbs // Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction SCI. – Cambridge, 1996. – P. 124-135.

345. Sterritt G. Reliability-Based Inspection Planning for RC Highway Bridges / G. Sterritt, M. K. Chryssanthopoulos, N. K. Shetty // Safety, Risk, Reliability – Trends In Engineering. – Malta, 2001. – P. 1001-1007.

346. Thoft-Christensen P. Estimation of the Service Lifetime of Concrete Bridges / P. Thoft-Christensen // Proceedings ASCE Structures Congress XV. – Portland, Oregon, USA, 1997. – P. 142-147.

347. HETEK Chloride penetration into concrete. State of the Art. Copenhagen, 1995. – 151p.

348. Schiessl corrosion Steel un Concrete. RJLEM Report, London, 1988.-102p.

349. Васильев, А.И. Комплексное влияние агрессивных факторов среды на коррозию арматуры в защитном слое железобетонных конструкций [Текст] / А.И. Васильев, А.М. Подвальный //Бетон и железобетон. – 2010 – №2 – С. 26-29.

350. Адищев, В.В. Энергетический подход к моделированию процесса образования трещин в изгибаемых железобетонных элементах [Текст] / В.В. Адищев, В.М. Митасов // Изв. Вузов. – 2005. – №4. – С.26-31.

351. Европейский Стандарт EN 1992, Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций: Общие правила и правила для зданий. Технический Комитет CEN [Текст] / ТС250 «Еврокоды для сооружений». – 235 с.

352. 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. – Саратов: Сарат. политехн. ин-т, 1988. – С. 17-21.

353. Roberts, M.B. A proposed empirical corrosion model for reinforced concrete / M. B. Roberts, C. Atkins, V. Hogg // Struct. Bldg. I.C.E. $-2000. - N_{\text{P}} 140(1). - P. 1-11.$

354. Попеско, А.И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии [Текст] / А.И. Попеско. – СПб.: СПб гос. архит.строит. ун-т, 1996. – 182 с.

355. Никитин, С.Е. Прочность и жёсткость изгибаемых железобетонных элементов с трещинами при коррозионных повреждениях [Текст]: дис.... канд. техн. наук / С.Е. Никитин. – СПб.: СПБПГПУ, 2012. – 141 с.

356. Кескюлла, Т.Э. Коррозионное разрушение железобетонных конструкций животноводческих зданий [Текст] / Т.Э. Кескюлла, Я.А. Мильян, В.И. Новгородский // Бетон и железобетон. – 1980. – №9. – С. 43-45.

357. Гуща, Ю.П. К вопросу о совершенствовании расчета деформации железобетонных элементов [Текст] / Ю.П. Гуща, Л.Л. Лемыш // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций: сб. науч. тр. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 26-39.

358. Andrade C. Advances In Design And Residual Life Calculation With Regard To Rebar Corrosion Of Reinforced Concrete / С. Andrade, D. Izquierdo, J. Rodriguez // Бетон и железобетон. Материалы конференции. – М.: 2005. – P.36-39.

359. Gaal G.C. Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands / G. C. Gaal, C. Veen, M. H. Djorai // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 61-63.

360. Hausmann D.A. Steel Corrosion in Concrete / D. A. Hausmann // Materials Protection. 1967. – N_{2} 11. – P. 19-23.

361. Pommersheim Clifton I. Prediction of Service-Life / Clifton I. Pommersheim // Mater. et Constr. 1985. – Vol. 18. – № 103. – P. 21-30.

362. Кабанин, В.В. Расчет стержневых и оболочечных конструкций с учетом кинетики развития коррозионных повреждений под защитными покрытиями [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.В. Кабанин. – Саратов, 2000. – 17 с.

363. Эванс, Ю.Р. Коррозия и окисление металлов [Текст] / Ю.Р. Эванс. – М.: Машгиз, 1962. – 885с.

364. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружении [Текст] / В.В. Болотин. – М.: Стройиздат, 1982. – 351 с.

365. Болотин, В.В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций [Текст] / В.В. Болотин. – М.: Машиноведение, 1984. – 312 с.

366. Ржаницын, А.Р. Теория расчёта строительных конструкций на надёжность[Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978. – 239с.

367. Tanner P., Andrade C, Rio O., Moran F. Towards a consistent design for durability II Proc. of the 13th FIP Congress. Amsterdam. – 1998. – P. 1023-1028.

368. Пухонто, Л.М. Применение деградационных моделей для оценки долговечности железобетонных конструкций инженерных емкостных сооружений [Текст] / Л.М. Пухонто // Долговечность и защита конструкций от коррозии: материалы междунар. конф., 25-27 мая 1999 г. – М., 1999. – С. 98-104.

369. Чирков, В.П. Оценка ресурса железобетонных конструкций при коррозии арматуры [Текст] / В.П. Чирков, А.Н. Кардангушев // Изв. вузов. – 1992. – №3. – С. 3–9.

370. Чирков, В.П. Ресурс железобетонных плит покрытия железнодорожных зданий [Текст] / В.П. Чирков, А.Н. Кардангушев // Бетон и железобетон. – 1992. – №5. – С. 25-27.

371. Васильев, А.И. Вероятностные оценки сроки службы эксплуатируемых автодорожных мостов в условиях коррозии арматуры [Текст] / А.И. Васильев // Бетон и железобетон. – 2003. – №2. – С. 17-20.

372. Степанов, С.Н. Оценка технического состояния, прогнозирование и продление долговечности железобетонных конструкций, с использованием комплексных графоаналитических диаграмм (КГЛД ОП'ПД ЖБК) [Текст] / С.Н. Степанов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкций: материалы Четвертой Всероссийской конференции. – Чебоксары: Чувашский университет, 2003. – С. 50–59.

373. Степанов, С.Н. Методика оценки, прогнозирования и продления долговечности железобетонных конструкций объектов природопользования с целью предупреждения чрезвычайных ситуаций, по комплексным графоаналитическим диаграммам, с технико-экономическим обоснованием [Текст] / С.Н. Степанов // Современные проблемы гуманизации и гармонизации управления: материалы 4 Международной междисциплинарной научно-практической конференции. – Харьков: Харьковский национальный университет, 2003. – С. 321.

374. Frangopol, D.M. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack / D.M. Frangopol, K.Y. Lin, A.C. Estes // Journal of Structural Engineering, ASCE. – 1997. – 123(3). – P. 286-297.

375. Corrosion of Steel in Concrete. RTLEM Report. – 1980. – 102 p.

376. Braun K. Przyczynek do problemu awarii, katastrrof iwzmacniania budowli. Proba klasyfikacji konstrukcji do wzmacniania // Inzynieria i budownictwo. – 1969. – N 4. – P. 150-152.

377. Селяев, В.П. Основы теории расчета композиционных конструкций с учетом действия агрессивных сред [Текст]: автореф. дис. докт. техн. наук / В.П. Селяев. – М., 1984. – 35 с.

378. Сетков, В.Ю. Степень агрессивного воздействия газообразной среды, содержащей сернистый ангидрид, на железобетонные конструкции [Текст] / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова // Известия вузов. Строительство и архитектура. – М., 1989. – № 7. – С.1-4.

379. Бондаренко, В.М. К вопросу об оценке силового сопротивления железобетона повреждению коррозионными воздействиями [Текст] /

В.М. Бондаренко, В.Н. Прохоров // Известия вузов. Строительство. – 1998. – № 3. – С. 30-41.

380. Гарибов, Р.Б. Прочность и деформативность железобетонных несущих конструкций при агрессивных воздействиях окружающей среды [Текст]: автореф. дис... д-ра техн. наук / Р.Б. Гарибов. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 30 с.

381. Цикерман, Л.Я. Диагностика коррозии трубопроводов с применением ЭВМ [Текст] / Л. Я. Цикерман. – М.: Недра, 1977. – 319 с.

382. Гарибов, Р.Б. Моделирование проникания хлоридсодержащих сред в железобетонные конструктивные элементы [Текст] / Р.Б. Гарибов, И.И. Овчинников //Бетон и железобетон. – 2010. – №4. – С.26-30.

383. Гузеев, Е.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии бетона третьего вида [Текст] / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. науч. тр. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1988. – С. 16-19.

384. Гузеев, Е.А. Прогноз ресурса бетона в условиях воздействия растворов сульфатов по результатам натурных обследований [Текст] / Е.А. Гузеев, П.А. Михальчук, Н.В. Савицкий // Повышение долговечности строительных конструкций в агрессивных средах: тез. докладов. – Уфа: НИИЖБ, НИИпромстрой, 1987. – С. 42-44.

385. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений [Текст] / А.В. Бенин, А.С. Семёнов, С.Г. Семёнов, Б.Е. Мельников // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – №7. – С. 32-42.

386. Крамарчук, П.П. Исследование деформации бетона и изгибаемых железобетонных элементов под действием длительных повторных нагрузок [Текст]: дис... канд. техн. наук / П.П. Крамарчук. – Киев: КИСИ, 1971. – 162 с.

387. Крамской, В.П. Методы расчета напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в стадии эксплуатации на основе блочной и упрощенной схем [Текст]: дис... канд. техн. наук / В.П. Крамской. – Краснодар, 1987. – 196 с.

388. Новгородский, В.И. О допустимой ширине кратковременного раскрытия трещин [Текст] / В.И. Новгородский // Бетон и железобетон. – 1984. – №7. – С. 41-42.

389. Чирков, В.П. Прогнозирование ширины продолжительного раскрытия трещин изгибаемых элементов с учётом случайных факторов [Текст] / В.П. Чирков, С.А. Зенин // Бетон и железобетон. – 2002. – №3. – С.13-15.

390. Чирков, В.П. Вероятностный расчёт ширины раскрытия нормальных трещин [Текст] / В.П. Чирков, С.А. Зенин. // Бетон и железобетон. – 2002. – №6. – С. 21-27.

391. Смоляго, Е.Г. Трещинообразование сборно-монолитных железобетонных конструкций с учетом коррозии [Текст]: автореф. канд. техн. наук / Е.Г. Смоляго. – М.: МГАКХиС, 2010. – 28 с.

392. Бондаренко, В.М. Еще раз о конструктивной безопасности и живучести зданий [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева // Вестник отделения строительных наук РААСН. Юбилейный выпуск к 15-летию РААСН. – 2007. – №11. – С.81-86.

393. Шаповалова, В.Я. Закономерности коррозии арматуры в трещинах железобетона при различных условиях воздействия агрессивных водных сред [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук / В.Я. Шаповалова. – Тбилиси: ГТУ, 1990. – 22 с.

394. 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.

395. Мигунов, В.Н. Влияние переменной ступенчато-повторной нагрузки и агрессивной среды на несущую способность изгибаемых железобетонных конструкций и рабочей арматуры [Текст] / В.Н. Мигунов // Известия вузов. Строительство. – 2000. – №4. – С.129-132.

396. Мигунов, В.Н. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций с учётом образования продольных трещин [Текст] / В.Н. Ми-гунов // Известия вузов. Строительство. – 2009. – №11-12. – С. 101-107.

397. Вербецкий, Г.П. Расчёт допускаемой ширины раскрытия трещин в конструкциях, эксплуатируемых в агрессивных водах [Текст] / Г.П. Вербецкий, В.Я. Шаповалова, О.А. Саралидзе //Бетон и железобетон. – 1990. – №3. – С.15-17.

398. 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.

399. Бондаренко, В.М. Начала теории энергетического управления силовым сопротивлением строительных конструкций [Текст] / В.М. Бондаренко //Изв. вузов. – 1996. – №11. – С.3-12.

400. Митасов, В.М. Основные предпосылки построения энергетической теории сопротивления железобетона / В.М. Митасов, В.В. Адищев // Изв. вузов. – 2010. – №5. – С.3-8.

401. Васильев, П.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонной балки с трещинами [Текст] / П.И. Васильев, Н.Е. Пересыпкин //Сборник трудов ЛПИ. Вып. 363. – Л.: ЛПИ, 1979. – С. 74-78.

402. Габуния, Г.Ш. Концентрация напряжений в зоне отверстий бетонных и железобетонных элементов при однослойном и двухслойном сжатии [Текст]: дис... канд. техн. наук / Г.Ш. Габуния. – Тбилиси, 1989. – 216 с.

403. Мгеладзе, Г.Г. Трещиностойкость нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов из легкого бетона с учетом различий его прочности и деформативных характеристик [Текст]: автореф. дис... канд. техн. наук / Г.Г. Мгеладзе. – Тбилиси, 1989. – с. 24.

404. Пересыпкин, Е.Н. Расчет стержневых железобетонных элементов / Е.Н. Пересыпкин. – М.: Стройиздат, 1988. – 169 с.

405. Пирадов, А.Б. Расчет армирования зон бетонных сооружений, ослабленных отверстием [Текст] / А.Б. Пирадов, Г.Ш. Габуния, Л.А. Джакели // Бетон и железобетон. – 1989. – № І. – С. 31-32.

406. Белов, В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных балок как систем, составленных из упругих блоков [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / В.И. Белов. – Киров: 1973. – 166 с.

407. Белов, В.В. Особенности деформирования системы бетонных блоков при совместном действии изгибающего момента, продольного и поперечного усилий (плоская задача) [Текст] / В.В. Белов, С.Е. Пересыпкин // Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений: матер. конф. и совещ. по гидротехнике. – СПб.: Изд-во ВНИИГидротехники, 1994. – С. 120-125.

408. Белов, В.В. Силовое сопротивление массивных бетонных и железобетонных конструкций с трещинами и швами [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / В.В. Белов. – СПб., 1998. – 372 с.

409. Белов, В.В. Блочная модель деформирования массивных бетонных и железобетонных элементов с макротрещинами [Текст] / В.В. Белов // Гидротехническое строительство. – 1994. – №9. – С. 26-30.

410. Белов, В.В. Расчет предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов с позиции блочной модели деформирования [Текст] /В.В. Белов, М.В. Бровкина // Межвуз. сб. научн. трудов по гидротехническому и специальному строительству. – М.: МГСУ, 2002. – С. 116–122.

411. Бровкина, М.В. Прикладные методы расчета прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов блочной структуры [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / М.В. Бровкина. – СПб., 2003. – 194 с.

412. Бровкина, М.В. Оценка эксплуатационных и предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов с магистральными трещинами [Текст] / М.В. Бровкина // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы третьей всероссийской конференции. – Ч. 1. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2001. – С. 59-64.

413. Васильев, П.И. Метод расчета раскрытия швов и трешин в массивных бетонных конструкциях [Текст] / П.И. Васильев, Е.Н. Пересыпкин // Предельные состояния гидротехнических сооружений: труды координац. совещания. Вып. 58. – Л.: Энергия, 1970. – С. 47-53.

414. Мулин, Н.М. Особенности деформаций изгибаемых элементов [Текст] / Н.М. Мулин // Теория железобетона: сб. тр. – М.: Стройиздат, 1972. – С. 35-43.

415. Мулин, Н.М. Деформации железобетонных элементов при работе стержневой арматуры в упруго-пластической стадии [Текст] / Н.М. Мулин, Ю.Д. Гуща // Бетон и железобетон. – 1970. – № 3. – С. 24-27.

416. Пересыпкин, С.Е. Внецентренное сжатие бетонных элементов с учетом влияния поперечных сил (расчет по деформированной схеме на основе блочной модели) [Текст]: дис. ... канд. тех. наук / С.Е. Пересыпкин. – СПб.: СПбГТУ, 1995. – 124 с.

417. Guiriani, E. An analytical model for the study of the crack prolongation in plane concrete elements under bending / E. Guiriani, G. Rosati // Studi e riserche. -1987. - Vol. 9. - P. 107-127.

418. Parland, H. On the mechanics of contact and cracking of segmental beams / H. Parland // Journal of structural engineering. -1990. - Vol. 23, No 4. - P. 62-89.

419. Овчинников, И.Г. Математическое моделирование процесса взаимодействия элементов конструкций с агрессивными средами [Текст] / И.Г. Овчинников, В.В. Петров // Деформирование материалов и элементов конструкций в агрессивных средах: межвуз. науч. сб. Сарат. политехн. инта. – Саратов: СПИ, 1983. – С. 3-11.

420. Овчинников, И.Г. К расчету долговечности элементов конструкций, подвергающихся механическому и химическому разрушению [Текст] / И.Г. Овчинников // Задачи прикладной теории упругости. – Саратов: Издво Сарат. ун-та, 1985. – С. 107-117.

421. Овчинников, ИГ. О методологии построения моделей конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами [Текст] / И.Г. Овчинников // Долговечность материалов и элементов конструкций в агрессивных и высокотемпературных средах. – Саратов: Сарат. политехн. ин-т, 1988. – С. 17-21.

422. Овчинников, И.Г. Расчетные модели и методы расчета элементов конструкций, работающих при воздействии агрессивных сред [Текст]: автореф. дис. ... д-ра техн. наук / И.Г. Овчинников. – М.: ЦНИИСК, 1988. – 36 с.

423. Овчинников, И.Г. Определение долговечности элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой [Текст] / И.Г.Овчинников, В.В. Петров // Строительная механика и расчет сооружений. – 1982. – № 2. – С. 13-18.

424. Овчинников, И.Г. Прогнозирование работоспособности элементов конструкций, подвергающихся воздействию агрессивных рабочих сред [Текст] / И.Г.Овчинников, В.В. Петров // Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами. – Саратов: СПИ, 1984. – С. 3-15.

425. Овчинников, И.Г. Нелинейная разномодульная модель деформирования армированного бетона [Текст] / И.Г.Овчинников, Л.Г. Полякова. – Тольятти: ТПИ, 1989. – 28 с.

426. Овчинников, И.Г. Расчет инженерных конструкций с учетом коррозии [Текст] / И.Г.Овчинников, В.М. Хадеев // Теория и практика капитального строительства и подготовка инженерных кадров: докл. на областной науч.-техн. конф. – Иваново, 1991. – С. 83-85.

427. Овчинников, И.Г. Неоднородность распределения хлорид-содержащей среды, проникающей в армированный конструктивный элемент через частично защищенную поверхность [Текст] / И.Г. Овчинников, Н.С. Дядькин // Изв. вузов. Строительство. – 2002. – № 9. – С. 24-31.

428. Перекрестов, В.А. Расчет долговечности конструктивных элементов при воздействии рабочих сред [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.А. Перекрестов. – Саратов: 1985. – 15 с.

429. Петров, В.В. Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой / В.В. Петров, И.Г. Овчинников, Ю.М. Шихов. – Саратов: Сарат. ун-та, 1987. – 288 с.

430. Петров, В.В. Деформирование элементов конструкций из нелинейного разномодульного материала [Текст] / В.В. Петров, И.Г. Овчинников, В.К. Иноземцев. – Саратов: Изд-во Сарат. унта, 1989. – 158 с.

431. R. Fisher, Statistical Methods and Scientific Inference, Oliver a. Boyd, 1959. – 178 p.

432. Fisher R.A. The Dosign of Experiments. L., Oliver a. Boyd, 1960. – 248 p.

433. Box G.E.P., Wilson K.B. – On the Experimental Attainement of Optimum Conditions. – "J. of the Roxal Statist. Soc", Ser B., 1951, v.13, N_{21} . – P. 1-45.

434. Налимов, В.В. Теория эксперимента [Текст] / В.В. Налимов. – М.: Наука, 1971. – 208 с.

435. Налимов, В.В. Логические основания планирования эксперимента [Текст] / В.В. Налимов, Т.И. Голикова. – М.: Металлургия, 1981. – 151 с.

436. Адлер, Ю.П. Обзор прикладных работ по планированию эксперимента [Текст] / Ю.П. Адлер. Ю.В.Грановский. – М.: Изд-во МГУ, 1967. – 96 с.

437. Прис, Б.В. Моделирование железобетонных конструкций [Текст]: пер. с англ. / Б.В. Прис, Д.Д. Дэвис. – Минск: Вышэйшая школа, 1974. – 222 с.

438. Сидоренко, М.В. О диагностике несущей способности железобетонных конструкций [Текст] / М.В. Сидоренко, Д.А. Коршунов // Бетон и железобетон. – 1993. – №12. – С. 23-25.

439. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам [Текст].

440. Клевцов, В.А. Ультразвуковой контроль прочности бетона монолитных конструкций [Текст] /В.А. Клевцов, М.Г. Коревицкая, А.А. Самокрутов, В.Н. Козлов// Бетон и железобетон. – 1998. – №2. – С. 16-18.

441. Холмянский, М.М. Бетон и железобетон: Деформативность и прочность [Текст] / М.М. Холмянский. – М.: Стройиздат, 1997. – 576 с.

442. Гулунов, В.В. Современные методы и средства неразрушающего контроля качества бетонных и железобетонных конструкций [Текст] / В.В. Гулунов // Бетон и железобетон. – 2005. – №4. – С. 19-22.

443. Клевцов, В.А. Основные направления совершенствования методов оценки состояния несущих железобетонных конструкций при реконструк-

ции [Текст] / В.А. Клевцов// Промышленное строительство. – №8. – 1984 – С. 28-29.

444. ГОСТ 28570-90. Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобранным из конструкций [Текст].

445. ГОСТ 22690-88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля [Текст].

446. Бесчастный, А.В. Технология алмазного сверления железобетона [Текст] / А.В. Бесчастный, А.В. Касаточкин. – М.: Стройиздат, 1980. – 104 с.

447. ГОСТ Р 53231-2008. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности [Текст].

448. Клевцов, В.А. Методы обследования и усиления железобетонных конструкций [Текст] / В.А. Клевцов // Бетон и железобетон. – 1995. – №2. – С. 17-20.

449. Клевцов, В.А. Неразрушающий контроль при мониторинге возведения многоэтажных зданий из монолитного железобетона [Текст] / В.А. Клевцов, М.Г. Коревицкая, Б. Х. Тухтаев // ПГС. – 2002. – №9. – С. 34-38.

450. ГОСТ 18105-86^{*}. Бетоны. Правила контроля прочности [Текст].

451. Лычёв, А.С. Повышение надежности оценки прочности бетона в эксплуатируемых конструкциях [Текст] / А.С. Лычёв, Т.В. Дормидонтова// Изв. вузов. – 2002. – №4 – С. 120-123.

452. ГОСТ 29167-91. Бетоны, методы определения трещиностойкости (вязкости разрушения) [Текст].

453. Гост 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жёсткости и трещностойкости.

454. Ohtsu M., Uchida M, Okamato T., Yuyama S. Damage assessment of ReinforcedConcrete Beams Qualified by Acoustic Emission // ACI Structural Journal. 2002. Vol. 99. № 4. Pp .1.411-417.

455. Yuyama S., Okamoto T., Shigeishi M., Ohtsu M., Kishi T. A proposed standard for evaluating structural integrity of reinforced concrete beams by acoustic emission, Acoustic Emission:*Standards and Technology Update // ASTM STP 1353- American Society for Testing and Materials, S.J. Vahavilos Ed. 1998. Pp. 1—12.

456. Сагайдак, А.И. Связь сигналов акустической эмиссии с процессами деформирования и разрушения строительных конструкций [Текст] / А.И. Сагайдак, С.В. Елизаров // Дефектоскопия. – 2004. – №11. – С. 32–39.

457. Сагайдак, А.И. Применение акустико-эмиссионных критериев для анализа процессов деформирования и разрушения бетона [Текст] / А.И. Сагайдак // Международная конференция «Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве». 10—12 октября 2007 г. – СПб., 2007. – С. 55–61.

458. NDIS 2421 Recommended Practice for In-Situ Monitoring of Concrete Structures by Acoustic Emission, Japanese Society for Non-Destructive Inspection, 2000. 459. JCMS-III B5706. Monitoring method for active cracks in concrete by acoustic emission, Federation of Construction Materials Industries, Japan, 2003.

460. Recommendation of RILEM TC 212-ACD: acoustic emission and related NDE techniques for crack detection and damage evaluation in concrete: Test method for classification of active cracks in concrete structures by acoustic emission.

461. Recommendation of RILEM TC 212-ACD: acoustic emission and related NDE technigues for crack detection and damage evaluation in concrete: Test method for damage qualification of reinforced concrete beams by emission.

462. Сагайдак, А.И. Состояние и перспективы использования метода аккустической эмиссии в современном строительстве [Текст] / А.И. Сагайдак // Бетон и железобетон-взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 2 Безопасность железобетонных конструкций при особых природных и техногенных воздействиях. Опыт строительства зданий и сооружений. Мониторинг состояния конструкций, зданий и сооружений. – М.: МГСУ, 2014. – С.427-438.

463. Абдулаев, Г.Б. Атомная диффузия в полупроводниковых структурах [Текст] / Г.Б. Абдулаев, Т.Д. Джафаров. – М.: Атомиздат, 1980. – 280 с.

464. Пахомова, Е.Г. К методике оценки работоспособности железобетонных конструкции при нарушении сцепления арматуры с бетоном при коррозионных повреждениях [Текст] / Е.Г. Пахомова, В.М. Кретова, А.В. Гордеев, А.С. Маяков // ПГС. – 2011. – №8. – С. 28-29.

465. Овчинников, И.Г. Влияние сульфатосодержащих сред на физикомеханические свойства бетона [Текст] / И.Г Овчинников, Р.Р. Инамов. – Саратов: СГТУ 2000. – 74 с. – Деп. в ВИНИТИ 05.05.00. № 1297-ВОО.

466. Смирнов, Д.С. Оценка коррозионной стойкости стальной арматуры в модифицированном бетоне [Текст] / Д.С.Смирнов, Р.З. Рахимов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014.– №3. – С.133-138.

467. Beeby A.W. Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete. The Structural Engineering (London), v. 56A, No. 3,1978. – P. 77-81.

468. Акимова, К.М. К вопросу о влиянии хлоридов на коррозию арматуры в железобетоне [Текст] / К.М. Акимова, Ф.М. Иванов // Журнал прикладной химии. – Л.: Наука, 1971. – Т.XLIV, вып.2. – С.371-375.

469. Evans R.H. Praceedings. of the Institution, of Civil Eng., v. 4, 1955, N 3. - 71 p.

470. Степнов, М.Н. Статистические методы обработки результатов механических испытаний: справочник [Текст] / М.Н. Степнов. – М.: Машиностроение, 1985. – 232 с.

471. Бондаренко, В.М. Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде [Текст] / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2008. – № 2. – С. 25-28.

472. Иосилевский, Л.И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов [Текст] / Л.И. Иосилевский. – М.: Науч.-изд. Центр «Инженер», 2001. – 296 с.

473. Пузанов, А.В. Методы обследования коррозионного состояния арматуры железобетонных конструкций [Текст] / А.В. Пузанов, А.В. Улыбин // Инженерно- строительный журнал. – 2011. – №7 (25). – С. 18-25.

474. Степанов, В.Б. Методика определения ширины раскрытия коррозионных трещин для оценки технического состояния железобетонных конструкций [Текст] / В.Б. Степанов // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – №5 (31). – С. 6-11.

475. Прокопович, А.А. Сопротивление изгибу железобетонных конструкций с различными условиями сцепления продольной арматуры с бетоном [Текст]: автореф. дис.... д-ра наук / А.А. Прокопович. – Самара: СГАСА, 2000. – 32 с.

476. Мигунов, В.Н. Влияние продуктов коррозии арматуры в поперечных трещинах железобетонных конструкций на процесс разрушения защитного слоя бетона [Текст] / В.Н. Мигунов, С.В. Бакушев, П.А. Агуреев // Сборник материалов Межрегиональной научно-практической конференции. – Пенза: ПГУАС, 2002. – С. 86-88.

477. Попов, Н.Н. Железобетонные и каменные конструкции [Текст] / Н.Н. Попов, М. Чарыев. – М.: Высшая школа, 1996. 255 с.

478. Оатул, А.А. О природе сцепления арматуры с бетоном [Текст] / А.А. Оатул // Изв. вузов Строительство и архитектура. – 1966. – №10. – С. 6-12.

479. Холмянский, М.М. Контакт арматуры с бетоном [Текст] / М.М. Холмянский. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.

480. Mayer U. (2002), Zum Einfluss der Oberflachengestalt von Rippenstahlen auf das Trag – und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Universitat Stuttgart, Institut fur Werkstoffe im Bauwesen, IWB – Mitteilungen 2002 / 1.

481. Rehm, G. Uber die Grundlagen des Verbundes zwiscen stahl und beton. – Deutsher Ausschuss für Stahlbeton. H138. 1961. – 169 p.

482. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения [Текст] / А.В. Бение, А.С. Семёнов, С.Г. Семёнов, Б.Е. Мельников // Инженерно-строительный журнал. – 2013. – №5. – С. 86-99.

483. Веселов, А.А. Нелинейная теория сцепления арматуры с бетоном и её приложения [Текст]: автореф. дис.... д-ра техн. наук / А.А. Веселов. – Санкт-Петербург: СПГАСУ, 2000. – 44 с.

484. Гусейнов, М.Ш. Влияние физико-механических характеристик бетона на стойкость железобетона при электрокоррозии [Текст] / М.Ш. Гусейнов // Сб. трудов 33. – Баку: АНИИСС, 1968. – С.100–109.

485. Овчинников, И.Г. Моделирование ползучести железобетонных элементов конструкций транспортных сооружений в агрессивных средах

[Текст] / И.Г. Овчинников, М.С. Пшеничников, В.В. Раткин. – Саратов: Сарат. гос. техн. ун-т, 2001. – 137 с.

486. Пинус, Б.И. Поведение железобетонных конструкций в сооружениях химической промышленности [Текст] / Б.И. Пинус,// Бетон и железобетон – 1978. – №11 – С. 37-38.;

487. Филатов, В.Б. Влияние эксплуатационных повреждений, снижающих сцепление арматуры с бетоном, на прочность изгибаемых железобетонных конструкций [Текст]: дис.... канд. техн. наук / В.Б. Филатов. – М. НИИЖБ, 1988. – 250 с.

488. Ойт, Л.В. Коррозия и защита арматуры в золо- и шлакобетонах [Текст] / Л.В. Ойт // Изв. Вузов. «Строительство и архитектура». – 1974. – №5. – С.37-38.

489. Coronelli, D. Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines / D. Coronelli, P. Gambarova // Journal of structural engineering, ASCE. – 2004. – Vol. 130, № 8. – P. 1214-1224.

490. Ставская, И.С. Продольные трещины в защитном слое бетона в условиях коррозионных повреждений [Текст]: автореф. дисс... канд. техн. наук /И.С. Ставская. – М.: МГСУ, 2014. – 20 с.

491. Бедов, А.И. Оценка технического состояния, восстановления и усиление оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. Часть 1. Обследование и оценка технического состояния оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений [Текст]: учебное пособие / А.И.Бедов, В.В. Знаменский, А.И. Габитов. – М.: АСВ, 2014. – 681 с.

492. Прокопович, А.А. Оценка степени коррозии продольной арматуры ребристых плит [Текст] / А.А. Прокопович, В.Б Филатов // Бетон и железобетон. – 1984. – №8. – С. 41-42.

493. Арутюнов, А.А. Исследование причин трещинообразования в балках кровли верхнего щитового отделения Волжской ГЭС им. Ленина [Текст]: науч.-техн. отчет / А.А. Арутюнов // НИС Гидропроекта. – 1966. – № 567.

494. Сухина, К.Н. Оценка остаточного ресурса несущих конструкций покрытия эксплуатируемого промышленного здания [Текст]: дис... канд. техн. наук [Текст] / К.Н. Сухина. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2016. – 134 с.

495. Чаганов, А.Б. Определение несущей способности и жесткости ребристых плит с дефектом нарушения сцепления арматуры с бетоном [Текст] / А.Б. Чаганов // материалы II Международной конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 1. Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование. – М.: МГСУ, 2014. – С.397-406.

496. Мигунов, В.Н. Моделирование влияния агрессивной газовоздушной среды на долговечность обычных железобетонных конструкций и коррозию арматуры [Текст] / В.Н. Мигунов // Строительные материалы. – 2011. – №8. – С.35-37.

497. Мигунов, В.Н. Исследование долговечности железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в свиноводческих зданиях [Текст] / В.Н. Мигунов // Повышение долговечности строительных конструкций в агрессивных средах: тез. докл. и сообщ. республ. науч.-техн. семинара. – Уфа: НИИЖБ, НИИпромстрой, 1987. – С. 71-73.

498. Мигунов, В.Н. Влияние поперечных и продольных трещин на долговечность, деформационные и прочностные свойства обычных железобетонных элементов в различных агрессивных условиях [Текст] / В.Н. Мигунов, Ю.П. Скачков, И.И. Овчинников // Бетон и железобетон. – 2012. – №3 – С. 20-23.

499. Иванов Д.А. Руководство по проектированию и строительство железобетонных башенных градирен – проектирование, строительство [Текст] / Д. А. Иванов, В.В. Шугаев, Н.К. Розенталь// Бетон и железобетонвзгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014г.): в 7 т. Т.6. Добавки для бетонов. Новые вяжущие. Наноматериалы и нонотехнологии. Проблемы устойчивого развития, «зеленые» материалы и технологии. Техническое регулирование. – М.: МГСУ, 2014. – С.426-429.

500. Оценка действительного технического состояния и прогнозирование поведения железобетонных конструкций производственных зданий ВАЗа для обеспечения их эффективной эксплуатации [Текст]: науч.-техн. отчёт (заключ) №446 / рук. А.А. Прокопович. – Куйбышев: Куйбышев. инж.-троит. ин-т, 1985. – 111 с.

501. Гусейнов, М.Ш. Исследование коррозии и способов защиты арматуры железобетонных опор линий электропередачи в условиях Апшеронского полуострова и прилегающих районов Азербайджанской ССР [Текст]: автореф. дис.... канд. тех. наук / М.Ш. Гусейнов. – Баку: АПИ, 1971. – 20 с.

502. Алексеев, С.Н. Коррозионное состояние арматуры железобетонных опор лини электропередач в условиях Азербайджанской ССР [Текст]/ С.А. Алексеев, М.Ш Гусейнов// Сб. трудов тезисов докл. Вып.II науч-техн. семинар-совещан. по защите от коррозии строительных конструкций. Москва, ноябрь, 1968. – М.: НИИЖБ, 1968. – С.21-23.

503. Гусейнов, М.Ш Коррозия арматуры железобетонных конструкций [Текст]/ М.Ш Гусейнов// сборн. матер.- реком. Первой Всесоюзной конференции метрополитенов 8-10 февраля 1971. – Баку: ДНТОА жел.дор, 1972. – С.196-200.

504. Маринин, А.Н. Состояние железобетонных мостов Саратовской области [Текст] / А.Н. Маринин, И.Г. Овчинников // Надёжность и долговечность строительных материалов и конструкций: материалы III Междунар. науч.-техн. конф: в 4 ч. – Волгоград: Волг. ГАСА, 2003. Ч.1. – С.92-95.

505. Розенталь, Н.К. Состояние железобетонных конструкций цехов по производству хлора и каустика [Текст] / Н.К. Розенталь, В.П. Шевяков // Тр. НИИЖБ. – Вып. 11. – 1974. – С. 14-17.

506. Розенталь, Н.К. Исследование коррозии железобетона в среде газообразного хлора [Текст] / Н.К. Розенталь, В.П. Шевяков, Ф.М. Иванов // Повышение стойкости бетона и железобетона при воздействии агрессивных сред: сб. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 4-14.

507. Шевяков, В.П. Диффузия хлор-ионов в бетон при его равновесной влажности [Текст] /В.П. Шевяков // Сб. тр. НИИЖБ «Повышение коррозионной стойкости бетонных и железобетонных конструкций». – М., 1974.

508. Шевяков, В.П. Исследование агрессивности газовой среды и коррозии железобетона в цехах получения хлора [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук/ В.П. Шевяков. – М., 1974. – 30 с.

509. Шевяков, В.П. Температурно-влажностный режим цехов электролиза хлористого натрия [Текст] / В.П. Шевяков, Н.К. Розенталь // Долговечность строительных конструкций и материалов. Натурные обследования и теплофизика: сб. / ЦНИИСК. – Киев: Будівельник, 1974. – 63 с.

510. Новгородский, В.И. Влияние промышленной агрессивной среды на коррозию стальной арматуры в зоне трещин бетона [Текст] /В.И Новгородский, В.Н Парусимов// Сб. расширен. тезисов докл., вып. II. науч-техн. семинар-совещ. по защите от коррозии строительных конструкци. Москва. Ноябрь 1968. – М.: НИИЖБ, 1968. – С.3-4.

511. Мигунов, В.Н. Теоретические и экспериментальные исследования влияния трещин в защитном слое бетона на физико-технические характеристики изгибаемых, центрально-сжатых и внецентренно сжатых обычных железобетонных элементов [Текст] / В.Н. Мигунов, И.Г. Овчинников // Дороги и мосты: сборник РОСДОНИИ. – 2011. – Вып 25 / 1. – С. 181-201.

512. Мигунов, В.Н. Влияние внутренних факторов на скорость образования продольных трещин железобетонных конструкций с учётом коррозионного поражения арматуры класса А-I и А-II [Текст] / В.Н. Мигунов // Известия вузов. Строительство. – 2003. – №3. – С. 121-123.

513. Ставская, И.С. Продольные трещины в защитном слое бетона в условиях коррозионных повреждений [Текст] : дис.... канд. техн наук / И.С.. Ставская – М.: МГСУ, 2014. – 134 с.

514. Мигунов, В.Н. Экспериментальные исследования влияния поперечных и продольных трещин на долговечность, деформаицонные и прочностные свойства железобетонных элементов в условиях воздействия хлоридсодержащих сред [Текст]/ В.Н. Мигунов, Овчинников И.Г // 26-й выпуск сб. «Дороги и мосты». – М.: ФГУП Родорнии, 2011. – С. 173-204.

515. Мигунов, В.Н. Влияние внутренних факторов железобетонных конструкций на коррозионную стойкость арматуры класса А-I и А–III в трещинах бетона [Текст] / В.Н. Мигунов // Изв. вузов. Строительство. – 2001. – №11. – С. 125-129.
516. Васильев, А.И. Оценка коррозионного износа рабочей арматуры в балках пролётных строящихся автодорожных мостов [Текст] / А.И. Васильев // Бетон и железобетон. – 2000. – №2. – С.20-23.

517. Межнякова, В.А. Вероятностный расчёт железобетонных элементов конструкций с учётом возникновения хлоридсодержащих сред [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук / В.А. Межнякова. – Пенза: ПГУАС, 2010. – 23 с.

518. Леонтьев, Л.Н. Техника статистических вычислений [Текст] / Л.Н. Леонтьев. – М.: Лесная промышленность, 1966. – 148 с.

519. Добромыслов, А.Н. Исследование надёжности конструктивных систем [Текст]/ А.Н. Добромыслов// Промышленное строительство. – 1989. – №12. – С. 20-22.

520. Добромыслов, А.Н. Анализ аварий промышленных зданий и инженерных сооружений [Текс] / А.Н. Добромыслов // Промышленное строительство. – 1990. – №9. – С. 9-16.

521. Добромыслов, А.Н. Оценка эксплуатационной надёжности строительных конструкций по внешним признакам [Текст] / А.Н. Добромыслов // Проектирование и расчёт строительных конструкций: сб. статей – СПб.: ЛДНП, 1989. – С. 76-85.

522. Меркулов, С.И. Работоспособность железобетона в условиях воздействия агрессивных сред [Текст] / С.И. Меркулов, В.М. Дворников, Е.Г. Пахомова//Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2006. – №10. – С.25.

523. Мигунов, В.Н. Влияние расчётных поперечных трещин в железобетонных элементах на образование коррозионных продольных трещин [Текст]: моногр. / В.Н. Мигунов. – Пенза: ПГУАС, 2015. – 502 с.

524. Коррозия железобетона при действии хлорсодержащей среды [Текст] / В.Г. Дымченко [и др.]// Изв. вузов. – 1994. – №4. – С.30-33.

525. Овчинников, И.Г. Моделирование напряженного состояния бетона вокруг корродирующего арматурного стержня [Текст] / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов // Современные проблемы строительного материаловедения: Четвертые академические чтения РААСН: материалы Междунар. науч.-техн. конф. Ч. 1. – Пенза: ПГАСА, 1998. – С. 126-127.

526. Овчинников, И.Г. Применение компьютерного моделирования для изучения кинетики коррозионного растрескивания железобетонных конструкций [Текст] / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов // Дистанционное образование, состояние и перспективы развития: Сб. материалов Всерос. науч.метод, конф., 18-19 ноября 1998 г. – Саратов: СГТУ, 1998. – С. 82-84.

527. Ovtchinnikov I.G., Inamov RR. Modeling of Kinetics Formation of Cracks in Concrete Around Corrosioning Core of a Reinforcement // Concrete and concrete structures: Int. Conf. – Kovice, 1998. – P. 87-88.

528. К методике оценки работоспособности железобетонных конструкции при нарушении сцепления арматуры с бетоном при коррозионных повреждениях [Текст] / Е.Г.Пахомова [и др.] // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – №8. – С 28-29.

529. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения [Текст] / А.В. Бенин, А.С. Семёнов, С.Г. Семёнов, Б.Е. Мельников //Инженерно-строительный журнал. №5. 2013 – С. 86-99.

530. Гарькина, И.А. Планирование эксперимента. обработка опытных данных [Текст] / И.А. Гарькина, А.М. Данилов, А.П. Прошин; под ред. д-ра техн. наук, проф. А.М. Данилова – Пенза: ПГУАС, 2005. – 284 с

531. ГОСТ 31108-2003. Цементы общестроительные. Технические условия [Текст].

532. СНиП 82-02-95. Федеральные (типовые) элементные нормы расхода цемента при изготовлении бетонных и железобетонных конструкций [Текст].

533. ГОСТ 26633-2012. Бетоны тяжёлые и мелкозернистые. Технические условия [Текст].

534. ГОСТ 27006-85. Бетоны. Правила подбора состава [Текст].

535. ГОСТ 12730.0-78. Бетоны. Общие требования к методам определения плотности, влажности, водопоглощения, пористости и водонепроницаемости [Текст].

536. ГОСТ 12730.1-78. Бетоны. Методы определения плотности [Текст].

537. ГОСТ 12730.2-78. Бетоны. Методы определения влажности [Текст].

538. ГОСТ 12730.3-78. Бетоны. Методы определения водопоглощения [Текст].

539. ГОСТ 12730.4-78. Бетоны. Методы определения показателей пористости. Приложение [Текст].

540. ГОСТ 7473-2010. Смеси бетонные. Технические условия [Текст].

541. ГОСТ 10181-2014. Смеси бетонные. Методы испытаний [Текст].

542. ГОСТ 10181-2000. Смеси бетонные. Методы испытаний [Текст].

543. ГОСТ 8267-93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия [Текст].

544. ГОСТ 8269.0-97. Щебень и гравий из плотных горных пород и отходов промышленного производства. Методы физико-механических испытаний [Текст].

545. ГОСТ 8736-2014. Песок для строительных работ. Технические условия [Текст].

546. ГОСТ 8735-88. Песок для строительных работ. Методы испытаний [Текст].

547. ГОСТ 5781-82*. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия [Текст].

548. ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжение [Текст].

549. ГОСТ 6727-80. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия [Текст].

550. Мигунов, В.Н. Влияние переменной нагрузки и амплитуды изменения ширины раскрытия трещин на коррозионное поражение арматуры в трещинах железобетонных конструкций [Текст] / В.Н. Мигунов // Изв. вузов. Строительство.– 2002.– № 10.– С. 134–137.

551. СНиП 23-01-99*. Строительная климатология [Текст]. – М.: Госстрой России, 2000. – 30 с.

552. EL-Gelany M. Short-term corrosion rate measurement of OPC and HPC reinforced concrete specimens by electrochemical tehniques//Materials and Structures. Vol. 34. August-September 2001.Pp. 426-432.

553. Andrade C., Alonso C. Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method// Materials and Structures. 2004 Vol. 37. 2004. Pp. 623-643.

554. Andrade C., Martinez I. Calibration by gravimetric losses of electrochemical corrosion rate measurement using modulated confinement of the current // Materials and Structures. Vol. 38. November 2005. Pp. 833-841.

555. Nygaard P., Geiker M., Elsener B. Corrosion rate of steel in concrete: evaluation of confinement techniques for on –site corrosion rate measurements// Materials and Structures 2009, Vol. 420. Pp. 1059-1076.

556. Mangat P., Elgarf M. Flexural strength of concrete beans with corroding reinforcement // ACI Structural Journal. Vol 96. No. 1. 1999.Pp. 149-158.

557. ГОСТ 10180-12. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам [Текст].

558. ГОСТ 13015-2012. Изделия железобетонные и бетонные для строительства Общие технические требования. Правила приёмки, маркировки, транспортирования и хранения [Текст].

559. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные и бетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жёсткости и трещиностойкости [Текст].

560. Мигунов, В.Н. Экспериментальное моделирование влияния продольных трещин на долговечность, жёсткость и прочность железобетонных элементов [Текст] / В.Н. Мигунов // Жилищное строительство. – 2011. – №8. – С. 13-15.

561. Васильев, А.И. Вероятностная оценка остаточного ресурса физического срока службы железобетонных мостов [Текст] / А.И. Васильев // Проблемы нормирования и исследования потребительских свойств мостов. Труды ЦНИИС. Вып. 28. – М., 2002. – С. 101-120. 562. Прокопович, И.Е. Влияние длительных процессов на напряженное и деформированное состояние сооружений [Текст] / И.Е. Прокопович. – М.: Госстройиздат, 1963. – 260 с.

563. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, С.В Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.

564. Фейерхердт Иохим. Испытание бетонных образцов на водонепронициемость по евростандарту EN12390-8 [Текст] / Иохим Фейерхердт // Бетон и железобетон. – 2003. – №4. – С. 30-31.

565. Опбул Э.К. Расчет изгибаемых фиброжелезобетонных элементов по II группе предельных состояний [Текст] / Э.К. Опбул // Докл. 62-ой научной конференции. – СПб.: СПбГАСУ, 2005. – Ч. 1. – С. 214-220.

566. ГОСТ 380-88. Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки [Текст].

567. Hansson CM., Fralund Th., Markussen LB. The effect of chloride catione type on the corrosion of steel in concrete by chloride salts // Cement and Concrete Research. – 1985. – Vol. 15. – \mathbb{N}_{2} 1. – P. 65-73.

568. Carlson R.W., Houghton D.L., Polivka M. Causes and Control of Cracking in Unreinforced Mass Concrete // Journ. of ACI. - 1979. -Vol.76. -N7. -P.821-837.

569. Иосилевский, Л.И. Долговечность предварительно напряженных железобетонных балочных пролетных строений мостов [Текст] / Л.И. Иосилевский – М.: Транспорт, 1967. – 287 с.

570. Гулунов, А.В. Методы и средства неразрушающего контроля бетона и железобетонных изделий [Текст] / А.В. Гулунов // Бетон и железобетон. – 2002. – №4. – С 22-23.

571. Шейкин, А.Е. Об упруго-пластических свойствах бетона при растяжении [Текст] /А.Е. Шейкин, В.Л. Николаев // Бетон и железобетон. – 1959. – №9. – С. 396-402.

572. Шейкин, А.Е. Структура и свойства цементных бетонов [Текст] / А.Е. Шейкин, Ю.В. Чеховский, М.И. Бруссер. – М.: Стройиздат, 1979. – 344 с.

573. СТО 36554501-122-2010. Защита бетона от коррозии, вызываемой реакцией диоксида кремния заполнителя со щелочами цемента [Текст].

574. Bazant Z, Physacal model for steed corrosion in concrete sea structures theary // Journal of the Structural Division. -1979. -105 (ST6). -P. 1137-1153.

575. Чирков, В,П. Прогнозирование ширины продолжительного раскрытия трещин изгибаемых элементов с учётом случайных факторов [Текст] / В.П. Чирков, С.А. Зенин// Бетон и железобетон. – 2002. – №3. – С. 13-15. 576. Чирков, В.П. Вероятностный расчёт ширины раскрытия нормативных трещин [Текст] / В.П. Чирков, С.А. Зенин// Бетон и железобетон. – 2002. – №6. – С. 21-27.

577. Байков В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс [Текст]: учеб. для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: БАСТЕТ, 2009. – 768 с.

578. Мигунов, В.Н. Экспериментально-теоретическое исследование коррозии и долговечности железобетонных конструкций с трещинами. Часть 2 [Текст]: моногр. / В.Н. Мигунов. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 304 с.

579. ГОСТ 13819-68. Коррозия металлов. Десятибалльная шкала коррозионной стойкости [Текст].

580. ASTM C876 Standards Test Method for-cell Potentials of Reinforcing Steel Concrete.

581. Archie G.E. The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics// AIMET. -1942. $-N_{2}146$. -P. 54-62.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ КОРРОЗИИ АРМАТУРЫ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ НА ИХ ЛОЛГОВЕЧНОСТЬ	8
1.1. Железобетон – самый употребляемый и долговечный материал	0
в строительстве зданий и сооружений	8
1.2 Коррозия арматуры в железобетонных конструкциях без трещин	. 30
1.3 Влияние расчетных поперечных трещин в железобетонных конструкциях	45
на коррозию арматуры	. 45
1.4. долговечность железоветонных конструкции вся коррозионных продольных	60
1 5 Коррозионные продольные трешины в защитном слое бетона	. 00
и их влияние на долговечность железобетонных конструкций	90
2. МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕФОРМАЦИОННЕ И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ НА ПРЯМЫХ МОДЕЛЯХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ДЛИТЕЛЬНЫЕ НАТУРНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ	ЫΧ
ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ КОРРОЗИОННЫХ	112
11 ОДОЛЬНЫХ 11 ЕЩИП	112
2.2. Методы испытация остопных и железоостопных элементов	112
на прямых моделях железобетонных конструкций	124
2.3. Длительные экспериментальные натурные исследования изменения	
геометрических параметров коррозионных продольных трещин	
на прямых моделях железобетонных колонн	135
3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЛЕФОРМАЦИОННЫХ	
И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ НА ПРЯМЫХ МОДЕЛЯХ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ	
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ ДЕЙСТВИИ КРАТКОВРЕМЕННОЙ	
ЦЕНТРАЛЬНО ПРИЛОЖЕННОЙ СЖИМАЮЩЕЙ НАГРУЗКИ	149
3.1. Деформационные и прочностные характеристики опытных призматических	
железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами при	
действии кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки	149
3.2. Обобщающие значения деформационных и прочностных характеристик	
опытных призматических железобетонных колонн с коррозионными	
продольными трещинами при деиствии кратковременной центрально	105
3.3. Леформационные и прошности не узрактеристики опнати их призматических	105
3.3. Деформационные и прочностные характеристики опытных призматических железобетонных колони без коррозионных продольных трешин при действии	
кратковременной центрально приложенной сжимающей нагрузки	191
3.4. Обобщающие значения деформационных и прочностных характеристик	
опытных призматических железобетонных колонн без коррозионных	
продольных трещин при действии кратковременной центрально приложенной	[
сжимающей нагрузки	208

4.	ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ НА ПРЯМЫХ МОДЕЛЯХ ДВУХКОНСОЛЬНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ ДЕЙСТВИИ КРАТКОВРЕМЕННОЙ	
	ВНЕЦЕНТРЕННО ПРИЛОЖЕННОЙ СЖИМАЮЩЕЙ НАГРУЗКИ С СООТВЕТСТВУЮЩИМИ ВЕЛИЧИНАМИ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОВ	
	$e_1 = 4 \text{ CM}, e_2 = 8 \text{ CM H} e_3 = 12 \text{ CM}.$	211
	4.1. деформационные и прочностные характеристики опытных двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными трещинами	
	при действии кратковременной внецентренно приложенной сжимающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета	211
	4.2. Обобщающие значения деформационных и прочностных характеристик опытных двухконсольных железобетонных колонн с коррозионными продольными	<u>C</u>
	трещинами при действии кратковременной внецентренно приложенной сжимающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета	276
	4.3. Деформационные и прочностные характеристики опытных двухконсольных железобетонных колонн без коррозионных продольных трещин при действии кратковременной внецентренно приложенной сжимающей нагрузки. с	1
	 4.4. Обобщающие значения деформационных и прочностных характеристик 	286
	продольных трещин при действии кратковременной внецентренно приложен сжимающей нагрузки с различной величиной эксцентриситета	ной 318
	4.5. Анализ результатов кратковременных экспериментальных испытаний деформационных и прочностных характеристик опытных железобетонных двухконсольных и призматических колонн с коррозионными и без	301
5.	ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ, ИЗВЛЕЧЁННЫХ ИЗ ОПЫТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ И	
	ДВУХКОНСОЛЬНЫХ КОЛОНН, ПРИ ИСПЫТАНИИ ИХ НА РАСТЯЖЕНИЕ 5.1. Деформационные и прочностные характеристики арматурных стержней с	333
	коррозионным поражением	. 333
Ľ١	коррозионного пораженияисписский списский списски списский списск	347
$\boldsymbol{\nu}$		555

Научное издание

Мигунов Виктор Николаевич

ДЛИТЕЛЬНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ТРЕЩИНАМИ В АГРЕССИВНОЙ ХЛОРИДСОДЕРЖАЩЕЙ СРЕДЕ Монография

В авторской редакции Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 16.09.16. Формат 60×84/16. Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе. Усл.печ.л. 23,48. Уч.-изд.л. 25,25. Тираж 500 экз. 1-й завод 100 экз. Заказ № 587.