

АО «УЗБЕКИСТОН ТЕМИР ЙУЛЛАРИ»

ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

Кафедра «Мосты и тоннели»

УДК 693.54-183.44

Жамолов Хусан Тулкин угли

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ЗАПАСА ПРОЧНОСТИ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ
МОСТОВ С УЧЕТОМ КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ РЕСПУБЛИКИ
УЗБЕКИСТАН

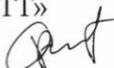
Специальность:

5A340603 «Эксплуатация мостов и транспортных тоннелей»

ДИССЕРТАЦИЯ

представлена на соискание степени магистра

Диссертация рассмотрена и
рекомендована к защите
на кафедре «МиТТ»

доц. Раупов Ч.С. 
«28» 06 2015 г.

Научный руководитель
доц. Раупов Ч.С. 

Ташкент 2015

ГАЗК «УЗБЕКИСТОН ТЕМИР ЙУЛЛАРИ»

ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ

ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

Кафедра «Мосты и тоннели»

УДК 693.54-183.44

Жамолов Хусан Тулкин угли

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ЗАПАСА ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ С УЧЕТОМ КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН

Специальность:

5А340603 «Эксплуатация мостов и транспортных тоннелей»

ДИССЕРТАЦИЯ

представлена на соискание степени магистра

Диссертация рассмотрена и
рекомендована к защите
зав.кафедрой «МиТТ»

доц. **Раупов Ч.С.**

« ____ » ____ 2015 г.

Научный руководитель

_____ доц. **Раупов Ч.С.**

Ташкент 2015

Содержание

Наименование разделов	Стр.
Введение	
Глава I. Существующие методы прогнозирования запаса прочности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов	
1.1. Ошибки при проектировании, строительстве и эксплуатации мостовых сооружений	
1.2. Анализ существующих методов прогнозирования запаса прочности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов	
1.3. Вероятностные основы запасов прочности конструкций железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов	
1.4. Выводы по главе I. Цель и задачи исследования	
Глава II. Вопросы повышения безопасности эксплуатируемых транспортных сооружений	
2.1. Неблагоприятные воздействия на конструкции мостовых сооружений	
2.2. Моделирование взаимодействия бетона и арматуры с агрессивными средами	
2.3. Алгоритм расчета долговечности железобетона железнодорожных мостовых конструкций	
2.4. Привести основные концепции повышения безопасности эксплуатируемых транспортных сооружений	
2.5. Выводы по главе II	
ГЛАВА III. Прогнозирование запаса прочности железобетонных конструкций железнодорожных мостов с учетом климатических условий Республики Узбекистан	
3.1. Реальные условия работы конструкций в климатических условиях Республики Узбекистан	
3.2. Расчет остаточного ресурса прочности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов	
3.3. Практические рекомендации по повышению живучести балочных конструкций при переменном положении нагрузки и внезапных повреждениях	
3.4. Стратегии дальнейшей эксплуатации железнодорожных мостов	
Выводы по главе III	

Выводы по диссертации	
Литература	

Введение

Актуальность темы. Транспортные коммуникации, уровень их качества и диверсификации представляют собой один из ключевых индикаторов развития экономики страны, ее вовлеченности в региональные и глобальные хозяйственные связи. Разветвленная сеть железных и автомобильных дорог, трубопроводов и линий электропередач позволяют экономически связать различные регионы внутри государства, создавая основу для их сбалансированного функционирования. Это также дает возможность государству повысить свой интеграционный потенциал в рамках межгосударственного сотрудничества и международных экономических организаций [1, 2].

С этой точки зрения вопрос модернизации и развития транспортных коммуникаций представляет весьма актуальную проблему для государств Центральной Азии, от решения которой во многом будет зависеть их будущая экономическая и геополитическая значимость, а также значимость всего региона в целом.

Развитие новых маршрутов транспортировки грузов и создание благоприятных условий для транзита товаров и пассажиров по ним расширяют, прежде всего, возможности выбора у региональных и иностранных грузоотправителей и грузополучателей, тем самым, способствуя реальной интеграции центральноазиатских транспортных сетей. Грузоотправитель при наличии равно благоприятных условий может более уверенно варьировать маршруты поставок.

К примеру, поставщик из Узбекистана при экспорте продукции в Европу может в идеале воспользоваться пятью вариантами доставки грузов. Первые два варианта представляют собой порты на Каспии – туркменский Туркменбаши и казахский Актау и далее через или Астрахань или страны Южного Кавказа. Третий вариант – железнодорожный и автомобильный маршруты через Казахстан и Россию. Четвертый – через Туркменистан и Северный Иран. Пятый – вариант доставки по воздушным путям сообщения.

Таким образом, перед Центральной Азией высвечиваются две перспективы: а) перспектива перетягивания на себя части уже идущих

сегодня по южному океанскому пути грузопотоков и б) перспектива участия в перевозках будущих дополнительных объемов грузов, которые пойдут по линии Запад–Восток и Север–Юг. Естественным преимуществом Центральной Азии является то, что она занимает географически срединное положение между Западной Европой и Китаем, а также Северной Европой и Ближним Востоком, Южной Азией. Это значительно сокращает время транспортировки грузов по сравнению с океанскими маршрутами, которые с юга вынуждены огибать Евразию [1, 2].

Строительная наука и техника достигли достаточно высокого уровня. Однако допускаются грубые ошибки при изысканиях, проектировании, изготовлении конструкций, возведении и эксплуатации транспортных сооружений. Одни из них вызывают неудобства при эксплуатации, другие приводят к снижению долговечности, а третьи - к аварии. Важнейшей государственной задачей является обеспечение расчетной долговечности конструкций транспортных сооружений. В течение всего срока службы они должны обладать достаточной надежностью.

В практике нередки случаи появления недопустимых деформаций и трещин в конструкциях, расстройств стыковых сопряжений, разрушения отдельных конструкций, частей и целых сооружений. Систематизация и анализ материалов по авариям и аварийным ситуациям, дефектам и повреждениям помогают с одной стороны предотвратить их, а с другой - глубже понять механизм взаимодействия конструкций с окружающей средой, характер совместной работы элементов транспортных сооружений, внести коррективы в нормативные документы.

Бетон и железобетон являются долговечными материалами при правильном их изготовлении и назначении мер защиты. Однако на практике нередки случаи ошибок в проектировании, выборе материалов, подборе состава, реализации технологического процесса. В ряде случаев не учитываются действительные условия эксплуатации конструкций. В связи с ухудшением экологической обстановки бетонные и железобетонные конструкции могут попадать в неблагоприятные условия эксплуатации, не предусмотренные проектом. Все это приводит к раннему повреждению конструкций. Доказано, что причиной преждевременных разрушений являются отступления от требований КМК, низкое качество работ, некомпетентность, бесхозяйственность, несвоевременное выполнение ремонтов, неисправность водопропускных и вентиляционных систем, грубые

просчеты.

Вопрос о долговечности железобетонных конструкций в транспортных сооружениях является одним из важнейших. Многие транспортные сооружения должны эксплуатироваться в течение 100 лет и более. Однако на практике нередки случаи, когда после ограниченных сроков службы состояние железобетонных конструкций оценивается как ограниченно работоспособное, недопустимое или аварийное. Причины такого состояния конструкций различны. Раннее повреждение конструкций вызывает необходимость их ремонта.

С каждым годом интенсивность грузооборота на сети железных дорог Республики Узбекистан возрастает. В этих условиях, как показывает многолетний опыт эксплуатации мостов, в железобетонных пролетных строениях развиваются различные повреждения и неисправности, снижающие прочность конструкций.

По состоянию на сегодняшний день более 50% мостов требует ремонта гидроизоляции. При нарушении водонепроницаемости мостового полотна агрессивные водные растворы поступают к несущим элементам, вызывая коррозию их арматуры и разрушая бетон. Коррозия – необратимый процесс ухудшения характеристик и свойств бетона и арматуры в результате химического, физико-химического воздействия солей. В условиях коррозии существенно уменьшается несущая способность конструкций. Реальный срок службы мостов составляет 30...35 лет вместо 50...100 лет по проекту. В зимний период под воздействием низкой температуры окружающей среды растворы электролитов, проникающие в поры бетона, способствуют разрушению бетона. В результате понижается морозостойкость бетона.

Следует отметить, что коррозия бетона и железобетона изучается с 30 – 40-х годов прошлого века. В настоящее время установлено, что наиболее актуальной эта проблема становится для транспортных сооружений. Анализ результатов обследований, выполненных в последние годы, показывает, что основной причиной возникновения повреждений в пролетных строениях являются низкий уровень организации эксплуатационного процесса, и применение на мостах солей против обледенения проезжей части. Наибольшие повреждения имеют крайние балки пролетных строений из-за частого попадания соленой влаги в бетон. Здесь степень коррозии в рабочей арматуре крайних консолей доходила до 60%, а прочность бетона из-за коррозии бетона – карбонизации, снизилась почти в 2 раза. В результате в

местах примыкания консольной части плиты к ребру главной балки появились продольные трещины с раскрытием до 1мм и интенсивно стали развиваться прогибы консолей.

Проблема оценки запаса прочности и надежности элементов железобетонных конструкций возникла давно и интенсивно нарастает в связи со старением (физическим и моральным износом) транспортных сооружений. В последнее время усилилось внимание к переоценке основных фондов, что потребовало проводить техническое обследование транспортных сооружений и оборудования с целью определения их фактичеcko-технического состояния.

В последние годы возникла проблема определения срока службы железобетонных мостов, т.к. первоначальные заявления о том, что железобетонные мосты способны простоять 80-100 и более лет оказались опровергнутыми реконструкциями, заменами таких пролётных строений.

Имеют место случаи замены пролетных строений без соответствующего технико-экономического обоснования или наоборот, не производится своевременный ремонт, позволяющий значительно продлить срок службы конструкции. Одной из основных причин этого является отсутствие в настоящее время научно обоснованных способов проектирования конструкции с назначаемым или с заданным сроком службы, а так же методики определения остаточного срока безопасной эксплуатации для конкретной железобетонной конструкции.

Эксплуатируемые мостовые конструкции работают в условиях действия различных силовых нагрузок при одновременном неблагоприятном воздействии окружающей среды. Разработка методики расчета запаса прочности пролетных строений с учетом всех влияющих факторов практически невозможна. В представленной работе диссертант ограничился исследованием части этой проблемы – прогнозирование запаса прочности железобетонных пролетных строений мостов в условиях коррозии бетона и арматуры с учетом климатических условий Республики Узбекистан. *Причем основное внимание уделено вероятностным расчетам определяемого срока службы с привлечением современных методов теории вероятности и вычислений.*

Повышение надежности и долговечности пролетных строений возможно при решении комплекса взаимосвязанных задач. На стадии проектирования – это правильный учет факторов, влияющих на работу железобетонной конструкции, надежный прогноз увеличения нагрузок в перспективе. На

стадии изготовления и строительства – повышение качества строительных материалов, применение современных технологий изготовления и сооружения конструкций. На стадии эксплуатации – правильная организация процесса эксплуатации на базе научно-обоснованной методики прогнозирования ресурса. Обеспечение стабильных работающих связей между указанными факторами позволит обеспечить и повысить долговечность конструкции. Для этого необходимо иметь научно-обоснованный способ прогнозирования ресурса в стадии проектирования и эксплуатации пролетных строений.

Впервые методика прогнозирования ресурса регламентирована в Руководстве по определению грузоподъемности металлических мостов. Для железобетонных пролетных строений аналогичных нормативных документов пока не имеется. Нормативные сроки службы (80...100 лет) назначаются без учета условий строительства и эксплуатации. Делается предположение, что при выполнении всех нормативных расчетов будут соблюдаться нормативные сроки службы.

В последнее десятилетие большое количество коллективов ученых во главе докт. техн. наук В.О.Осиповым, В.П.Чирковым, Л.И.Иосилевским, Р.К.Мамажановым, В.О.Алмазовым, А.П.Кирилловым и многих других ученых выдвинули и обосновали предложения по физическим и математическим моделям расчета сроков службы (ресурса) сооружений различного назначения [24-26, 32, 35, 36, 40, 43, 56-63, 64, 75, 81, 85-92].

В предлагаемых методиках определения сроков службы, в частности, эксплуатируемых железобетонных мостов слабо или недостаточно убедительно учитывается отчетливо выраженный случайный (вероятностный) характер определяемых сроков службы. Это приводит к усложнению процесса эксплуатации, планированию средств на ремонтно-профилактические мероприятия.

Таким образом, создание метода прогнозирования запаса прочности железобетонных пролетных строений мостов (как полного, так и остаточного, определяемого в процессе эксплуатации) с учетом современных решений теории вероятности является актуальной задачей.

В работе также рассматривается *конструктивная безопасность* транспортных сооружений как характеристики неразрушимости в течение расчетного эксплуатационного периода и *живучести* как характеристики неразрушимости при запредельных внешних воздействиях в течение

расчётного эвакуационного промежутка времени и будет приведено решение задачи о критериях живучести железобетонных коррозионно-повреждаемых конструктивных систем в запредельных состояниях.

Внезапные изменения структуры конструкции при запроектных воздействиях являются одним из основных факторов, определяющих не только картину ее напряженно-деформированного состояния и характер выключения связей и отдельных элементов, но и картину разрушения конструктивной системы в целом. Иными словами по характеру структурных изменений можно оценивать степень конструктивной нелинейности системы и, как следствие, ее живучесть.

Имеются многочисленные исследования, посвященные проблемам повышения долговечности конструкций мостов в условиях коррозии бетона и арматуры. Однако до настоящего времени по результатам этих данных трудно количественно оценить грузоподъемность эксплуатируемых пролетных строений мостов и прогнозировать запаса прочности для планирования межремонтных сроков. Таким образом, исследование, направленное на разработку эффективных способов учета в расчетах пролетных строений влияния коррозии бетона и арматуры, является актуальной проблемой, имеющей важное народнохозяйственное значение.

Целью настоящей работы является разработка инженерных методов прогнозирования запаса прочности железобетонных пролетных строений мостов в условиях коррозии бетона и арматуры с учетом климатических условий Республики Узбекистан для правильной организации процесса эксплуатации на базе научно-обоснованной методики прогнозирования запаса прочности с учетом исследований зарубежного опыта. Использование таких методов открывает перспективы более надежной эксплуатации железобетонных мостовых конструкций в течении заданного срока эксплуатации в разумных и достаточных для обзора доверительных границах.

Решение назревших проблем запаса прочности мостовых конструкций имеет важное значение, поскольку позволит:

- проектировать пролетные строения с заданным запасом прочности материалов, расходуемым во времени;
- прогнозировать (с заданным уровнем надежности) срок службы эксплуатируемых пролетных строений в зависимости от их фактического состояния, оцениваемого технической диагностикой в любой момент

времени t_i ;

- обоснованно планировать сроки и виды ремонтно–восстановительных работ и предусматривать конкретные меры, позволяющие увеличить срок службы (запас прочности) эксплуатируемых железобетонных пролетных строений;

- питать широко используемых различного рода информационно-аналитических систем эксплуатации мостов необходимой информацией о состоянии транспортных сооружений и контролировать в реальном режиме эксплуатации процессы «старения» конструкции, обоснованно сигнализировать о необходимости усиления или ремонта конкретного моста.

Научную новизну работы составляют:

- обоснование меры износа, отражающего потерю запаса прочности во времени железобетонных пролетных строений мостов в условиях коррозии бетона и арматуры с учетом климатических условий Республики Узбекистан.

Значение полученных результатов для практики состоит в разработке практического метода прогнозирования запаса прочности эксплуатируемых пролетных строений мостов в условиях коррозии бетона и арматуры с учетом климатических условий Республики Узбекистан; создание методики, позволяющей эксплуатационным службам планировать виды и сроки ремонтных работ, оценить расчетом уровень безопасной эксплуатации конкретного пролетного строения.

ГЛАВА I. СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ЗАПАСА ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

1.1. Ошибки при проектировании, строительстве и эксплуатации мостовых сооружений

Основным фактором, характеризующим долговечность мостового сооружения, является изменение уровня надежности конструкции во времени. В первую очередь это связано с накоплением различных дефектов и повреждений элементов конструкции.

Обследованиями, позволяющими оценить состояние авто и железнодорожных мостов в Республике Узбекистан, занимаются целый ряд крупных государственных и акционерных учреждений:

«Узогирсаноатлойиха», «Тоштемирйуллойиха», «Боштранслейиха», «Узйуллойиха» и др.

Принятой формой представления результатов плановых осмотров мостовых сооружений является отчет. Как правило, в зависимости от поставленной задачи, эти отчеты содержат проектные характеристики сооружения, даты постройки и ремонта, подробную информацию о дефектах.

Основной целью написания отчета является оценка соответствия работы конструкций проектным предпосылкам и оценка ресурса моста.

Пролетные строения из железобетона на железных дорогах стали применять в начале прошлого века. Конструкции из обычного железобетона имеют возраст около 100 лет, а из предварительно напряженного железобетона – 55–60 лет. В настоящее время железобетон как материал для пролетных строений мостов получил весьма широкое распространение и с каждым годом удельный вес железобетонных конструкций увеличивается. Железобетонные мосты на сети железных дорог стран СНГ составляют до 70% от общей длины мостов, а общий объем железнодорожных мостов по данным института Гипротранспуть, в настоящее время превышает 1,5млн.м³, [32].

Современные нормы проектирования железобетонных мостов позволяют проектировать экономичные и надежные конструкции. Вместе с тем следует отметить, что проблема перерасчета эксплуатируемых мостов в настоящее время остается наиболее актуальной. Это объясняется тем, что последние годы наблюдается интенсивное развитие различных повреждений и неисправности, снижающие грузоподъемность пролетных строений.

В табл. 1.1. приведены результаты обследования более 10 тыс. железобетонных пролетных строений, имеющих возраст от 65 до 30 лет, эксплуатируемые в различных регионах СНГ [71].

Из табл. 1.1. видно, что процентное соотношение снятых пролетных строений по различным причинам независимо от возраста практически не меняется. В большинстве случаев причиной замены служили появление трещин в бетоне и коррозия арматуры, отколы защитного слоя бетона [81].

Аналогичная ситуация наблюдается на дорогах развитых стран. Так, по данным средний срок службы мостовых конструкций в США снизился до 35 лет, и ежегодно разрушаются 209 мостов, а в общем – 80% всех мостов требуют различного рода ремонта.

На железнодорожных линиях Российской Федерации на 2004 г. имеются

1321 поврежденных мостов, а в 1787 мостах интенсивно развиваются различные виды отказов [91].

В этом отношении наиболее неблагоприятным являются условия Республики Узбекистан, где в летнее время температура на поверхности бетона конструкций, подверженных воздействию солнечной радиации, достигает до 80°C, а относительная влажность внешней среды при этом снижается до 6%.

Таблица 1.1.

Результаты анализа срока службы эксплуатируемых пролетных строений

Срок службы, лет	Количество обследованных пролетных строений	Количество снятых пролетных строений	Процент снятых пролетных строений
65	1194	78	5,02
60	702	36	5,12
50	1350	65	4,82
55	3250	199	6,12
30	4220	121	3,1

Обследование эксплуатируемых пролетных строений показывают, что такие условия способствуют интенсивному развитию повреждений в структуре бетона, влияющих на несущую способность и долговечность сооружений. Ежегодные потери денежных средств железной дороги из-за ограничения скорости движения поездов на поврежденных мостах доходит до значительных величин. В целом по дороге за период с 1996 по 2008гг. по различным причинам заменено 178 железобетонных пролетных строений мостов, что почти на 1,5 раза больше, чем по другим дорогам страны, объемы грузоподъемности уменьшились [51, 59, 62, 66].

Как показывает анализ документации по замене эксплуатируемых пролетных строений, часть конструкций заменена без должного обоснования. Причиной этому явилось отсутствие научно-обоснованной методики оценки остаточного ресурса по фактическому состоянию эксплуатируемых конструкций. В отмеченных выше условиях повышается актуальность

правильного перерасчета эксплуатируемых пролетных строений мостов по результатам технической диагностики и определение остаточного ресурса по эти данным.

В соответствии [3-10] с существующими нормативными документами железнодорожные мосты, эксплуатируемые на линиях общей сети, должны быть классифицированы по грузоподъемности. В дальнейшем по этим данным создаются карты грузоподъемности элементов конструкций моста и определяются режимы эксплуатации. Таким образом, работоспособность конструкций определяется показателями грузоподъемности к моменту технической диагностики, а рекомендации по прогнозированию грузоподъемности на перспективу в указанных документах отсутствуют. Имеется также ряд методических указаний, где приводится методика оценки, состояния элементов конструкций мостов в момент технической диагностики. Согласно [8], состояние эксплуатируемого пролетного строения оценивается по результатам обследования по качественным признакам. При этом предлагается все неисправности разделить на четыре категории. Предполагается, что категории неисправностей являются укрупненными показателями грузоподъемности.

В работах предлагается обобщение оценки технического состояния конструкций моста. В обобщенный параметр включен комплекс данных, характеризующих качества сооружения. На этой базе разработан способ расчета грузоподъемности конструкций по методу допускаемых технических состояний.

Из приведенного краткого обзора видно, что в существующих методах оценки технического состояния конструкций производится на рассматриваемое время и в принципе определяется только ремонтпригодность эксплуатируемых конструкций. По этим данным невозможно оценить влияние предыстории нагружения на грузоподъемность конструкций мостов и изменение основных технических параметров во времени в связи с изменениями условий эксплуатации. Поэтому не представляется возможным прогнозирование остаточного ресурса пролетных строений, что в свою очередь не позволяет обоснованно планировать капитальные вложения на ремонтно-восстановительные мероприятия.

Попытка изменить эту ситуацию предпринята В.И. Шестериковым, предложившим наиболее оценивать техническое состояние массовых автодорожных мостов по показателю их физического износа, что было

учтено в [90-92]. В отличие от прежних подходов состояние моста оценивается по элементам – от перекрытия до несущих конструкций (пролетных строений и опор), по которым можно установить и обобщенный показатель износа сооружения как сумму частных износов, взятых со своими коэффициентами значимости. Физический смысл показателя износа – доля средств, необходимых по разным причинам за прошедший срок эксплуатации. Автором рассмотрена цепочка «дефект элемента – степень потери функций элементом – стоимость восстановления» и описаны состояния элементов при различных степенях износа в классификационных таблицах.

Износ пролетного строения определяется как снижение его грузоподъемности, а износ балки пролетного строения – как снижение ее несущей способности. При определении износа балки учитываются по возможности все дефекты, зарегистрированные на момент обследования.

В основном это дефекты, связанные с деструкцией материалов – бетона и арматуры. Наиболее весомыми из них являются снижение плотности и прочности бетона, снижение жесткости балки из-за шелушения и разрушения защитного слоя, появление трещин в бетоне, коррозия арматуры. Все эти показатели можно достаточно точно определить непосредственно на объекте и на их основании установить расчетом фактическую несущую способность балки. Приведена методика определения степени потери потребительских свойств (функций) и других элементов моста, которые в совокупности дают представление о затратах на восстановление.

Экономическую основу имеют и предложенные коэффициенты значимости элементов, которые определены через ущерб, наносимый дороге, транспортными средствами и эксплуатационным службам предельным износом. Фактический ущерб при предельном износе элемента представляет собой стоимость замены элемента в относительных показателях. Наличие экономической основы в показателях износа дает возможность автору сравнить между собой износы различных элементов, имеющих разные критерии потери своих функций, и определить аналогичные показатели для систем сооружения:

- мостового полотна (включает покрытие, изоляцию, систему водоотвода, сопряжение с насыпью, деформационные швы, ограждения, тротуары, перила);
- пролетного строения (включает балки, поперечные связи, плиту,

опорные части);

– опор (включает ригель, тело, фундамент).

По аналогии с существующими нормативными документами, по которым, например, для общестроительных и железнодорожных конструкций предельный износ нормирован 50-60% [3-10], предложено нормировать предельные значения износов всех элементов автодорожных и железнодорожных мостов. Для автодорожных мостов экономически оправдана замена следующих элементов:

– системы водоотвода при ее износе – 55–60%;

– сопряжения моста с насыпью – 65–70%;

– покрытия – 75–80%;

– гидроизоляция – 50%;

– ограждений – 90%;

– тротуаров – 75–80%;

– перил – 80–85%;

– деформационных швов – 50%.

Мостовое полотно выгоднее заменить новым при его износе не менее 65%.

Предельный износ для пролетных строений определен с учетом накопленного опыта по восстановлению несущей способности (усилению) при использовании технологий, не требующих перекрытия движения на длительный срок или строительства объездов. Отработанные методы усиления ребристых железобетонных балок с обычной арматурой, имеющиеся и проверенные на практике методы усиления других конструкций позволяют в настоящее время эффективно восстанавливать несущую способность пролетных строений с износом до 75%; для конструкций с предварительно напряженной арматурой – до 50-70% [27].

Знание предельного износа позволяет более или менее объективно установить, когда элемент должен быть заменен новым.

Все предпочтительней пользоваться методикой расчета грузоподъемности и оценка технического состояния железобетонных конструкций, разработанными Р.К. Мамажановым [41, 44] и В.П. Чирковым [56-63, 85-89].

В предлагаемой в указанных работа математических моделях учитываются истории нагружения, характеристика вводимых в перспективе подвижных нагрузок и их статистические разбросы. Наличие в зависимости прогнозируемых изменений свойств бетона позволяет учитывать влияние

сухого жаркого климата на грузоподъемность пролетных строений мостов. Общая оценка состояния пролетных строений производится по результатам технической диагностики. Вместе с тем, следует отметить, что использование предлагаемых моделей [56-63, 85-89] в практических расчетах сложно и требует наличия данных о структуре подвижного состава, пропущенного по мосту в период эксплуатации. Кроме того, по указанным рекомендациям не представляется возможным учитывать влияние прогибов (провисаний) на грузоподъемность эксплуатируемых пролетных строений. Решение поставленной задачи возможно при комплексном подходе к вопросу.

Техническое обслуживание конструкций моста производится только после появления ощутимых повреждений и неисправностей. Научно обоснованные способы планирования ремонтно-профилактических работ с целью поддержания заложенного в проекте уровня надежности в процессе эксплуатации отсутствуют.

В этих условиях, запроектированные по современным нормам в расчетных детерминированных формах надежности железобетонные конструкции, могут оказаться ненадежными. Примером этому служат аварии железобетонных мостов после 10-30 лет эксплуатации и преждевременные замены пролетных строений на дорогах стран СНГ.

Таким образом, в настоящее время проблема перерасчета и определения фактического технического состояния пролетных строений, после определенного срока эксплуатации особенно работающих в условиях неблагоприятного воздействия среды и в режиме тяжелого нагружения, становится актуальной в связи с ростом грузонапряженности существующих железнодорожных линий за последние годы.

Для достижения поставленной цели требуется совершенствование методики перерасчета эксплуатируемых железобетонных пролетных строений и оценка технического состояния существующих пролетных строений по результатам диагностики.

Теоретической основой для решения указанной проблемы могут служить фундаментальные исследования В. В. Болотина [23], В. М. Бондаренко [22], В.О. Осипова [71], Л.И. Иосилевского [39-43], В.П. Чиркова [85-89], Р.К. Мамажанова [56-63], Н. А. Красина [51], Р. З. Низамутдиновой [66] и др. [93-103].

Практической базой для проверки разработанных рекомендаций могут явиться результаты анализа обследований и многочисленных испытаний

железобетонных мостов, эксплуатируемых на линиях железных дорог, выполненных авторами [22, 23, 39-43, 51, 56-63, 85-89].

Характеристика существующего парка железнодорожных мостов. В Республике Узбекистан мостовое хозяйство на железных дорогах находится в ведении акционерном обществе «Ўзбекистон темир йўллари». Кроме этого имеются многочисленные железнодорожные мосты на подезных путях крупных промышленных предприятий (Алмалыкский горно-металлургический комбинат АГМК, Навоийский горно-металлургический комбинат Ангренинский угольный разрез и т.д.) Эти сооружения эксплуатируются специализированными организациями соответствующих предприятий.

На железнодорожных линиях АО «Ўзбекистон темир йўллари» эксплуатируется около 480 мостов общей протяженностью ≈ 11 км. Более 90% этих мостов – железобетонные, построенные в различные годы. В настоящее время на эксплуатации находятся мосты построенные 1910-1915 г.г.

На подъездных железнодорожных линиях промышленных предприятий имеются более 120 мостов. Особенностью этих мостов является работа их при больших осевых нагрузках [28].

В табл. 1.2 и 1.3 занесены данные по характеристике мостов в Республике Узбекистан.

Таблица 1.2

Характеристика мостового хозяйства на дорогах Республики Узбекистан (2004г.)

№	Ведомство	Количество, шт	Протяженность, км	Средняя длина моста, км	Железобетонные мосты							
					Количество, шт	Протяженность, км	Плитные, %	Ребристые, %	Из монолитного железобетона, %	Из сборного железобетона, %	С обычной арматурой, %	С преднапряженной арматурой, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	ГАЗК «Ўзбекистон темир йўллари»	480	29,7	62,0	415	22,2	12	88	47	53,0	69,0	31,0

2	АО Алмалыкский горно- металлургическ ий комбинат	24	0,86	36	18	2,75	-	100	67	33	100	-
3	АО Навоийский горно- металлургическ ий комбинат	6	0,42	26	5	0,38	-	100	-	100	100	-
4	АО Ангренский угольный разрез	12	0,35	25	4	0,25	-	100	-	100	100	-

Из табл. 1.2 видно, что на транспортной сети дорог основную долю составляют железобетонные мосты. В общем числе железобетонных пролетных строений большая часть представляет собой ребристые конструкции с обычной арматурой. На дорогах промышленных предприятий железобетонные пролетные строения с напрягаемой арматурой отсутствуют.

Представляет интерес распределение железобетонных пролетных строений мостов по возрасту в крупных предприятиях (табл. 1.3 и 1.4).

Динамика роста количества мостов по годам

Таблица 1.3

№ п/п	Ведомство	Количество мостов построенных до					
		1915г.	1925г.	1945г.	1965г.	1985г.	2004г.
1	2	3	4	5	6	7	8
1	ГАЗК «Ўзбекистон темир йўллари»	16	-	370	380	425	480
2	АГМК	-	-	-	24	24	24

Количество железобетонных мостов по возрасту

Таблица 1.4

№ п/п	Ведомство	Количество мостов с возрастом					
		более 90	80-70	70-50	50-30	30-20	менее 20
1	2	3	4	5	6	7	8
1	ГАЗК «Ўзбекистон	13	36	150	220	35	26

2	темир йўллари» АГМК	–	–	–	24	–	–
---	------------------------	---	---	---	----	---	---

Примечания: *возраст реконструированных мостов принят с момента реконструкции.*

В результате анализа приведенных данных и материалов [28] позволяет сделать следующие выводы:

- на сети железных дорог Республики Узбекистан основную долю составляют железобетонные мосты. Количество и протяженность длины постоянно возрастают. Наибольшее количество пролетных строений изготовлено с обычной арматурой;

- заметное снижение количества мостов возрастом менее 20 лет объясняется увеличением объема реконструкции и восстановления существующих сооружений;

- наблюдается тенденция увеличения количество больших мостов и путепроводов;

- за последние годы начато строительство железобетонных мостов и путепроводов из монолитного бетона, с неразрезными системами и можно полагать, что применение монолитного железобетона может стать перспективой для будущего мостостроения.

1.2. Анализ существующих методов прогнозирования запаса прочности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов

Ресурс характеризует запас потенциальных прочностных возможностей сооружения от начала ее эксплуатации до наступления предельного состояния. Методы прогнозирования ресурса элементов конструкций впервые, применены в авиации и машиностроении. В мостостроении первые обширные исследования в этой области проведены в МИИТе В.О.Осиповым [71] применительно к металлическим конструкциям. Ресурс элементов металлических конструкций вычисляется по признаку выносливости. По предлагаемым зависимостям можно учитывать изменение осевых нагрузок на перспективу, изменчивость механических свойств материала и напряжений в сечениях конструкций во времени. Разработанные предложения нашли отражение в Руководстве по определению

грузоподъемности металлических мостов.

Все дефекты разбиты на три категории, каждой из которых соответствует своя балльная оценка: 1-ая категория – "хорошо", 2-ая категория – "удовлетворительно", 3-ья категория – "неудовлетворительно". К 3-ей категории относятся дефекты, угрожающие безопасности движения поездов или требующие особых условий эксплуатации. Наличие хотя бы одного такого дефекта определяет базовую балльную оценку сооружения $K_{баз}$ [81].

В указанной работе предлагается оценивать состояние сооружения по средней балльной оценке состояния $K_{сост.нр}$, характеризующей уровень эксплуатационной надежности искусственного сооружения

$$K_{сост.ср} = \frac{\sum K_{сост.нр,i}}{m}. \quad (1.1)$$

Уровень текущего содержания и ремонта сооружения определяется средней балльной оценкой содержания $K_{сод.ср}$

$$K_{сод.ср} = \frac{\sum K_{сод.нр}}{m}, \quad (1.2)$$

где $K_{сост.нр}$ и $K_{сод.нр}$ – приведенные балльные оценки состояния и содержания i -го сооружения соответственно; m – количество сооружений, по которым проводился расчет.

Приведенные балльные оценки состояния $K_{сост.нр}$ и $K_{сод.нр}$ искусственных сооружений определяют по формулам:

$$K_{сост.нр} = K_{сост.баз} - (n_{сост.1} \cdot \alpha_1 + n_{сост.2} \cdot \alpha_2), \quad (1.3)$$

$$K_{сод.нр} = K_{сод.баз} - (n_{сод.1} \cdot \alpha_1 + n_{сод.2} \cdot \alpha_2), \quad (1.4)$$

где $K_{сост.баз}$ и $K_{сод.баз}$ базовые оценки состояния и содержания сооружений, определяемые дефектом наибольшей категории, обнаруженным на сооружении; n_1, n_2 – количество дефектов соответственно 1–ой и 2–ой категории; α_1, α_2 – коэффициенты, вводимые на опасность дефектов соответственно 1–ой и 2–ой категории.

В зависимости от полученных значений $K_{сост.нр}$ и $K_{сод.нр}$ оценивают состояние и содержание искусственных сооружений как отличное, хорошее, удовлетворительное или неудовлетворительное.

Аналогичные способы оценки технического состояния элементов конструкций мостов имеются на службах эксплуатации зарубежных стран.

В Чехии [23] текущее содержание конструкций моста оценивается по

семи балльной шкале. Определение неисправности производится обследованием и испытанием. В ФРГ на проблему эксплуатации железобетонных мостов стали обращать внимание с 1970-х годов. Разработаны нормы, согласно которым состояние конструкций устанавливается по "индексу ущерба", определение которого производится на основе экспертной оценки специалистов по пятибалльной системе. Приблизительно такая же система контроля практикуется в США, а в Венгрии в качестве критерия используется оценка:

$$M = S_1 \cdot S_2 \cdot \sqrt{\alpha_i} \quad , \quad (1.5)$$

где i – 1-12 – количества групп узлов; α_i – величина в баллах; S_1 – коэффициент учитывающий возраст моста (K); S_2 – выбирается в зависимости от фактической загруженности моста временной нагрузки.

По вычисленной M производится оценка состояния моста: $M=0$ соответствует аварийной ситуации, $M = 9,06...15,0$ –требуется срочный ремонт, $M=3,11-4,45$ - удовлетворительное состояние и т.д.

Широкие теоретические и практические исследования ресурса эксплуатируемых железобетонных пролетных строений проведены В.П.Чирковым, Р.Мамажановым, В.И.Шестериковым применительно для решения различных аспектов данной проблемы [56-63, 85-92].

В.П. Чирков, используя основные положения теории железобетона и статистические исследования изменчивости механических свойств свойств бетона, получил вероятностные математические зависимости для определения ресурса железобетонных мостов [85-89].

$$T = \frac{N_1}{n_2} \cdot \left(\frac{1 - \gamma \cdot V_b}{\eta} \right)^m \quad , \quad (1.6)$$

где $N_1=2 \cdot 10^6$ – базовое количество циклов; n_1 – количество циклов нагружения в единицу времени; γ – коэффициент безопасности, соответствующий принятой обеспеченности расчетного срока службы; V_b – коэффициент вариации прочности бетона; n_2 – коэффициент, зависящий от уровня напряжений постоянной нагрузки и изменчивости временной нагрузки; m – показатель кривой выносливости бетона.

В приведенной зависимости в качестве меры повреждений в структуре бетона при изменчивых во времени нагружениях. Однако данная система прогноза имеет недостатки, а именно:

- не представляется возможным определять меру повреждения в процессе эксплуатации, определять остаточный срок службы, что осложняет сходимость фактических и расчетных параметров.

- математическая модель (формула 1.6) обладает повышенной чувствительностью к изменению некоторых расчетных параметров

Для определения чувствительности получаемого срока службы T , лет от изменения различных расчетных параметров в описываемой методике был найден срок службы железобетонного пролетного строения моста $l_p=23,6$ м. с исходными расчетными данными, приведенными в [17] (см. Рис.1.1). Были построены графики, показывающие изменение срока службы T_{res} в зависимости от изменения коэффициента вариации прочности бетона V_b и уровня напряженности в бетоне (см. рис.1.1 и рис. 1.2).

$$T = N_1/n_1 \cdot (1-\gamma V_s/n)$$

На приведенных графиках видно, что при изменении величины уровня напряженности и коэффициент вариации бетона происходит резкое изменение срока службы пролетного строения – асимптотический характер начала и конца кривых 1,2 и 3 на рис. 1.1 и 1.2.

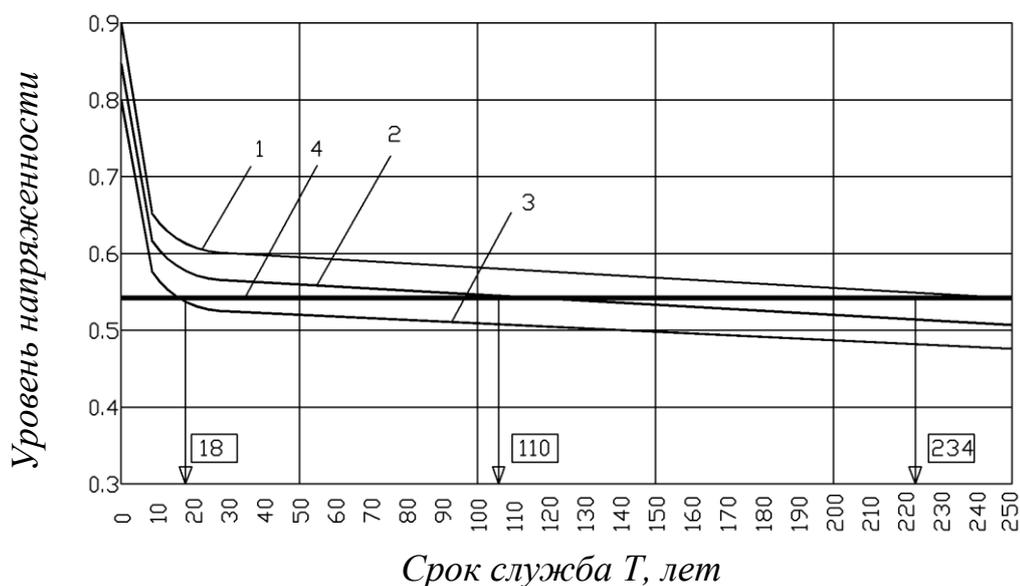
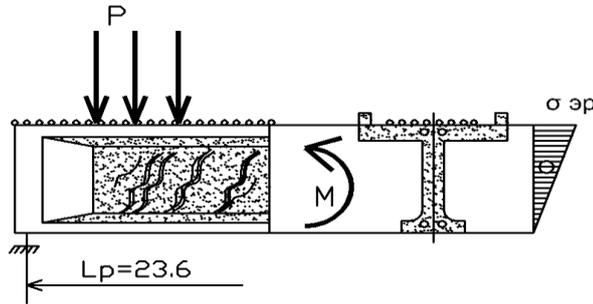


Рис.1.1. Пример расчета срока службы железобетонного пролетного строения: 1,2,3 – кривые при значениях коэффициента вариации прочности бетона $V_b=0,10; 0,12$ и $0,14$. 4– фактического значение уровня напряженности в конструкции

V_b	0,07	0,08	0,09	0,1	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,2
-------	------	------	------	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-----

T , лет	2203,37	1252,67	700,58	385,06	207,77	109,92	56,95	28,86	14,27	6,882	3,227	1,469	0,647	0,275
-----------	---------	---------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------



V_b	срок службы, T
,1	234 года
0,12	110 года
0,14	18 года

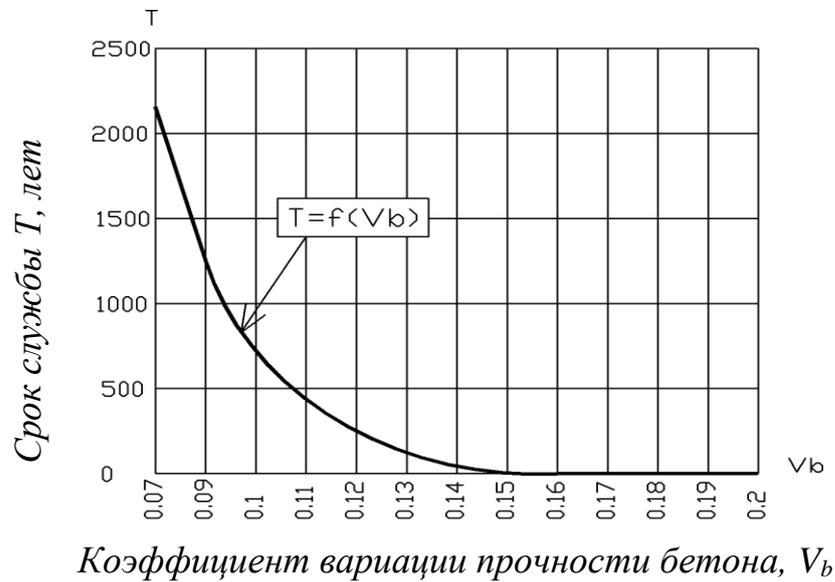


Рис.1.2.

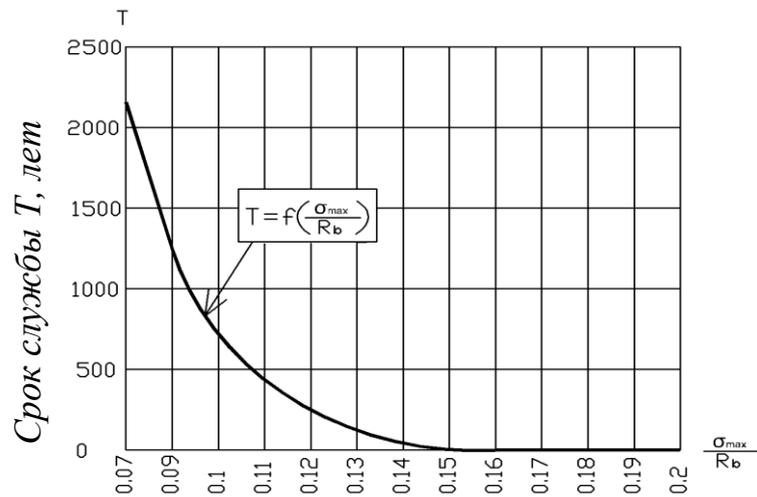


Рис.1.3. Исследование методики Чиркова В.П.

Проведенные в последние годы исследования позволили совершенствовать методику прогнозирования ресурса пролетных строений. Р. Мамажановым была предложена методика определения остаточного срока железобетонных пролетных строений по признаку выносливости бетона [56-63]. В этих работах для описания процесса развития трещинообразования в бетоне сжатой зоны пролетных строений мостов использован основной параметр механики разрушения - коэффициент интенсивности напряжений K_I . Предложены зависимости для описания K_I во времени многократно повторных нагружениях. Математическая модель остаточного ресурса получена в виде:

$$T = \frac{N_{cr} - \Delta t \sum \beta_e n_{oi}}{\sum \beta_e n_i} \delta_g \cdot \delta_k \cdot m_b, \quad (1.7)$$

$$\delta_g = \left[1 - \frac{1}{2\alpha_k} \left(\frac{1}{\alpha_k} - 1 \right) \omega_g^2 \right]^{-1}, \quad (1.8)$$

$$\delta_k = 1 - \left[\frac{K_{in}}{K_{ie}} (1 + \omega_k) \gamma_k \right]^{\frac{2}{\alpha_k}}, \quad (1.9)$$

где N_{cr} – предельное количество циклов многократно повторного приложения нагрузок до разрушения; Δt – время от начала эксплуатации до момента диагностирования, в годах; n_{oi} – количество поездов I -го типа в год, прошедших за период эксплуатации; n_i – количество поездов i -го типа в год после диагностирования; β_e – эквивалентное количество циклов; K_{in} – коэффициент интенсивности напряжений в момент диагностики, зависящий от предыстории нагружения; K_{ie} – критический коэффициент интенсивности напряжений, определяемый испытанием бетона; g , γ_k – коэффициенты вариации нагрузки и критического коэффициента интенсивности напряжений соответственно; w_k – функция, учитывающая изменение свойств материала во времени.

Сравнительные характеристики рассмотренных выше методик приведены в таблице 1.5. Таким образом, в настоящее время проблема прогнозирования ресурса железобетонных пролетных строений становится крайне актуальной. Для достижения поставленной цели требуется совершенствование расчетной методики прогнозирования ресурса, базирующегося на современных

исследованиях в области надежности строительных конструкций.

Таблица 1.5.

Сравнительные характеристики существующих методик расчета, определения надежности и сроков службы железобетонных пролетных строений мостов.

	Учет статистического разброса	Учет статистического разброса нагрузок	Возможность прямого расчета надежности	Расчет сроков службы	
				полного	остаточного
<i>КМК [3-10]</i>	+	+	-	-	-
<i>Руководство по определению грузоподъемности и методика [73]</i>	+	+	-	-	-
<i>Методика Чиркова [85-89]</i>	+	+	-	+	-
<i>Методика Мамажанова [56-59,62]</i>	+	+	-	+	+
<i>Методика Шестериков [90-92]</i>	+	+	-	+	+

"+" – имеется в методике

"-" – отсутствует в методике

1.3. Вероятностные основы запасов прочности конструкций железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов

Фундаментальные основы вероятностных подходов в расчетах отражены в работах авторов В.В.Болотина [23], А.Р.Ржаницына [69], В.П.Чиркова [85-89], Л.И.Иосилевского [39-43]. Вопросами надежности и долговечности мостовых сооружений в свете потребительских свойств автодорожных

мостов занимается заведующий лабораторией испытаний мостов НИЦ Мосты ОАО ЦНИИС кандидат технических наук А.Й.Васильев [25-27].

Рассмотрим сложившуюся терминологию методов расчета надежности и долговечности.

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

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

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

Вероятность безотказной работы – вероятность того, что в пределах заданного срока службы отказ конструкции не возникает.

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

Отказ – событие, влекущее за собой потерю работоспособности объекта.

Работоспособное состояние – состояние объекта, при котором значения всех параметров, характеризующих способность выполнять заданные функции, соответствуют нормативным требованиям.

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

В [17] приведена общая схема факторов, обеспечивающих надежность

сооружения (таблица 1.6).

Таблица 1.6.

Факторы, обеспечивающие надежность сооружений

Нормы проектирования	Научные и проектные исследования	Строительные работы		Эксплуатация
		технология изготовления	технология монтажа	
условия надежности	выбор и обоснование конструктивных решений	однородность свойств материалов	точность монтажа	уровень обращаемых нагрузок
расчетные нагрузки и воздействия	выбор расчетных схем и методов расчета	соблюдение геометрических размеров	качество монтажа	наблюдение и диагностика работоспособности сооружения
расчетные характеристик и материалов	соблюдение требований норм	точность натяжения арматуры	служба контроля качества работ	текущие и капитальные ремонты
рекомендуемые расчетные модели	результаты опытно-экспериментальных исследований	служб контроля качества	служба безопасности работ	служба контроля эксплуатации

На стадии научных и проектных исследований можно задать (или рассчитать) интегральную надежность сооружения, которая в [49] представлена следующим образом:

Таблица 1.7

Интегральная надежность сооружения

на местную устойчивость и $U(t) \geq 0.998$	На прочность M, Q, N $U(t) \geq 0.998$	на общую устойчивость и $U(t) \geq 0.9997$
на выносливость $U(t) \geq 0.98$	интегральная надежность железобетонного пролетного строения	по общим деформациям $U(t) \geq 0.95$

на продольную трещиностойкость $U(t) \geq 0.95$	трещиностойкость наклонных сечений $U(t) \geq 0.9$	на поперечную трещиностойкость $U(t) \geq 0.9$
---	--	--

В рамках данной работы будет рассмотрен показатель надежности по прочности, то есть по несущей способности сечения. Именно эта характеристика позволяет оценить грузоподъемность мостового сооружения, ее изменение во времени.

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

Анализ литературных источников в области надежности строительных конструкций показывает, что метод расчета по предельным состояниям в проектировании и расчетах оправдывает себя [11, 18, 21, 23, 26, 27, 33, 39, 42, 53, 54, 56, 57, 69, 81, 87, 98, 99]. Большая часть научных изысканий проводится в области совершенствования существующего метода расчета. Условно можно выделить следующие направления: способы более строгого обоснования существующих коэффициентов, обеспечивающих надежность спроектированной конструкции; способы расчета вероятности безотказной работы; реструктуризация существующих норм проектирования.

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

Условие отказа математически выражается неравенством [72]:

$$R - Q > 0, \quad (1.10)$$

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

Q – нагрузочный эффект; R – несущая способность, выраженная в тех же единицах.

Вероятность отказа есть реализация неравенства:

$$P_f = P_{rob} \{R - Q < 0\} = \int_0^{\infty} F_R(x) f_Q(x) dx, \quad (1.11)$$

где P_f – вероятность отказа; P_{rob} – вероятность реализации события; F_R – функция распределения вероятности величины R ; f_Q – плотность распределения вероятностей величины Q .

Вопрос заключается в способе определения вероятности отказа, методах

учета изменения свойств конструкции и материала во времени. Ниже будут рассмотрены различные методы определения надежности конструкции с использованием вероятностного подхода и их оценка.

Если несущая способность и нагрузочный эффект C_2 распределены по нормальному закону, то интеграл (1,2) выражается через интеграл вероятностей:

$$P_f = 1 - \Phi(\beta), \quad (1.12)$$

где $\beta = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{S_R^2 + S_Q^2}}$ – индекс надежности (характеристика безопасности);

\bar{R} , \bar{Q} – средние значения величин R и Q ; S_R и S_Q – стандартные отклонения величин R и Q .

В случае нелинейности функции работоспособности

$$g = g(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n), \quad (1.13)$$

где $g = R - Q$ – в ряде задач находит метод применения статистической линеаризации, основанной на разложении в ряд Тейлора нелинейной функции в окрестности приближенного положения центра распределения

случайного вектора $(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n)$. Формулы для приближенного вычисления числовых параметров нелинейной функции независимых случайных аргументов записываются в виде

$$\bar{g} = \bar{g}(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n) \quad (1.14)$$

$$S_g^2 = \left(\frac{dg}{dx_1} \right)_{\bar{x}_1}^2 S_{x_1}^2 + \left(\frac{dg}{dx_2} \right)_{\bar{x}_2}^2 S_{x_2}^2 + \dots + \left(\frac{dg}{dx_n} \right)_{\bar{x}_n}^2 S_{x_n}^2 \quad (1.15)$$

$$\beta = \frac{\bar{g}}{S_g} \quad (1.16)$$

В МАДИ разработкой применения этого метода к расчету мостовых конструкций занимались д.т.н. проф. Потапкин А.А., Викторов Р.Б., Валиев Ш.Н. Изложены примеры расчета нормальных и наклонных сечений железобетонной балки.

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

Недостатки. Ограниченность применения вследствие невозможности использования при распределении случайных величин, отличных от

нормального или логнормального распределения.

Если исходные величины распределены не по нормальному закону, то теоретически можно предложить такое их преобразование, чтобы привести их распределение к нормальному. Однако, точное решение здесь возможно только для законов производных от нормального. Алгоритм расчета основан на постепенном итерационном приближении координат точки подгонки до тех пор, пока не окажется, аргумент функции определения безотказной работы равен индексу надежности. Что означает минимальную погрешность в линеаризации.

Метод был разработан Снарским Б.И., практически в то же время он был сформулирован Хасофером и Линдон. За рубежом он получил название «метод первого приближения». Автор [72] привел пример расчета стального сжатого двутавра.

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

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

Если осуществляется оценка вероятности отказа по частоте события ($2 > R$), то производится достаточно большое число испытаний по системе Бернулли, т.е. на каждом испытании генерируются случайные реализации всех исходных величин. Выполняется детерминированный расчет S и R , при исход считается отказом. Частота появления отказа рассматривается как оценка его вероятности:

$$v = \frac{k}{m} \approx P_f, \quad (1.17)$$

где v – частота появления отказа; k – число отказов; m – общее число испытаний; P_f – вероятность появления отказа.

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

оценки достоверности полученных результатов.

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

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

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

При каждом испытании по плотности вероятностей величины моделируется ее реализация и определяется значение функции распределения величины Y при аргументе X . Затем определяется среднее из этих значений по всем проведенным испытаниям. В случае, если величина O зависит от нескольких случайных аргументов, то на каждом испытании моделируется значение каждого аргумента. Если и величина K зависит от нескольких аргументов, то ее функция распределения должна быть получена заранее аналитически, либо путем статистической обработки результатов математического или физического моделирования.

В [71] приведен пример использования метода Монте-Карло. Для нахождения доверительного интервала вероятности безотказной работы используется критерий Стьюдента. В [41] рассматривается методика расчета надежности подземных строительных сооружений, надежность железобетонных конструкций коллекторных тоннелей рассчитывается с применением метода Монте-Карло. Следует отметить, что в этой работе расчет надежности ведется с учетом коррозионных процессов в железобетонных плитах перекрытия.

Преимущества. Повышенная эффективность по сравнению с предыдущим методом.

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

Усовершенствование метода Монте-Карло состоит в формировании стратифицированной выборки на нужных классовых интервалах с заданными объемами классовых выборок. Преимуществом такого подхода является высокая эффективность в использовании машинного ресурса, недостатком -

более сложная процедура формирования выборки.

Методы теории вероятности и математической статистики использованы при разработке метода расчета конструкций по предельным состояниям. Данный метод обеспечивает надежность конструкций путем учета случайной природы входящих в расчет факторов.

Пришедший на смену расчету по допускаемым напряжениям метод предельных состояний устанавливает более четкую связь расчета с эксплуатационным критерием годности сооружения. Предельное состояние - состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять заданным требованиям.

В нормах проектирования все возможные для конструкции опасности разделены на две группы по характеру предельных состояний: по несущей способности и по эксплуатационной пригодности.

Первая группа предельных состояний включает:

- состояния, которые ведут к потере сооружением несущей способности, общей устойчивости, быстропротекающему и трудно останавливаемому разрушению любого характера;
- состояния, при наступлении которых конструкция еще не разрушена, но ее эксплуатация невозможна или затруднена в результате различных деструктивных процессов в материале.

Предельные состояния второй группы затрудняют нормальную эксплуатацию, но не требуют ее немедленного прекращения. К этой группе относятся значительные перемещения, превышающие допустимые величины; образование продольных или наклонных трещин, недопустимое раскрытие поперечных трещин.

Расчет на прочность по *первой группе* производят на нагрузки чрезвычайного уровня, используя условие:

$$S_{\max} < R_{\min} \quad (1.18)$$

где S_{\max} - внешний силовой расчетный фактор; R_{\min} - несущая способность сечения (в предельном состоянии).

Метод предельных состояний по форме детерминирован, однако, введение в расчет статистически обоснованной системы частных коэффициентов, делает расчет с использованием этого метода достаточно достоверным, то есть более точным по сравнению с детерминированным.

В существующих нормах применяются пять групп коэффициентов [4, 5,

7]:

1. Коэффициенты надежности по нагрузке учитывают возможные неблагоприятные отклонения воздействий от нормативных значений.

2. Коэффициенты надежности по материалу учитывают возможные неблагоприятные отклонения прочностных или деформативных характеристик от их нормативных значений.

3. Коэффициенты точности учитывают возможные неблагоприятные отклонения геометрических характеристик от их нормативных значений.

4. Коэффициенты условий работы отражают факторы, которые для упрощения расчетной модели не учитываются прямым путем.

5. Коэффициенты надежности по назначению учитывают ответственность сооружения и ее влияние на требуемый уровень надежности.

С использованием частных коэффициентов надежности условие (38) может быть записано так:

$$\sum \gamma_{fgi} S_{gi} + \sum \gamma_{fvi} S_{vi} (1 + \mu) \eta \leq \frac{R_H m_1 m_2}{\gamma_M \gamma_n} A; \quad (1.19)$$

γ_{fg}, γ_{fv} , – коэффициент надежности по нагрузкам соответственно постоянной и временной; S_{fg}, S_{fv} – усилия от постоянных и временных нагрузок; $1 + \mu$ – динамический коэффициент; η – коэффициент сочетания нагрузок; R_H – нормативное (характеристическое) сопротивление материала; m_1 – общий коэффициент условий работы; m_2 – коэффициент условий работы, отражающий особенности действительной работы конструктивного элемента в составе сооружения; γ_M – коэффициент надежности по бетону и арматуре; γ_n – коэффициент надежности по назначению, учитывающий степень ответственности сооружения и последствий в случае, если наступит предельное состояние; A – геометрическая характеристика сечения.

Преимущество этого метода в простоте и универсальности. Он без труда применяется к расчету любых конструкций в различных областях, не будучи ориентирован на конкретную область инженерных сооружений.

Величины коэффициентов надежности по нагрузке и прочностные характеристики материалов назначаются в соответствии с требуемым уровнем обеспеченности (рис. 1.4).

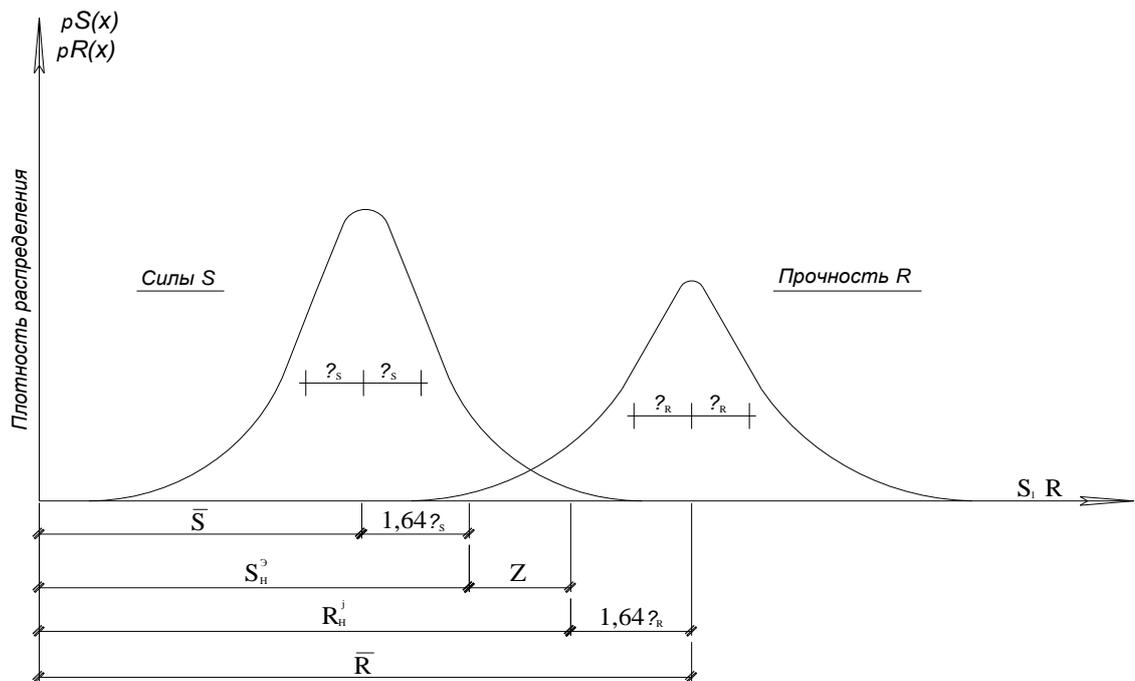


Рис. 1.4. Обеспечение надежности при расчете по предельным состояниям

\bar{S}, \bar{R} – математическое ожидание сил и прочности; O_s, O_R – стандарт распределения сил и прочности; S_H^o, R_H^i – характеристические значения сил и прочности; $Z = R_H^i - S_H^o$ – запас надежности:

$$S_H^o = \sum (\bar{S}_{gi} + \bar{S}_{vi}\eta + 1.64O_{Svi}\eta); \quad (1.20)$$

$$R_H^i = \bar{R}_H (1 - 1.64V_R); \quad (1.21)$$

$\bar{S}_{gi}, \bar{S}_{vi}$ – среднее значение сил от постоянной и временных нагрузок; O_{Svi} – среднеквадратическое отклонение сил от 1-ой нагрузки или воздействия; η – коэффициент сочетания нагрузок; \bar{R}_H – среднее значение прочности материала в сечении; V_R – коэффициент вариации прочности сечения.

Число стандартов 1.64 соответствует обеспеченности 95%, это требуемый уровень для нормативных значений характеристик. Введение частных коэффициентов надежности в расчет обеспечивает некий начальный уровень надежности сооружения, что подтверждается выполнением неравенства (1.2).

Современная нормативная база по расчету и проектированию мостовых сооружений не предусматривает оценку уровня надежности сооружения ни по несущей способности, ни по другим параметрам. Кроме того, из данного раздела видно, что метод расчета не учитывает изменение свойств

материалов во времени. В настоящее время существуют разработки, позволяющие это сделать.

Методика расчета функции отказа [39-43, 90-92], разработана научными коллективами МИИТ, ЦНИИС и РОСДОРНИИ под руководством Иосилевского Л.И., Антроповой Е.А., Шестерикова В.И. Данная методика сочетает расчеты на прочность и трещиностойкость с прогнозом деградации материалов конструкции.

Проектный срок службы пролетных строений запроектированных конкретных мостов определяется по нормативным показателям с уточнениями по пунктам:

- ориентация объекта по отношению к странам света; принятой конструкции мостового полотна, и, в первую очередь, системы водоотвода и гидроизоляции;
 - предполагаемого уровня напряжений в бетоне и арматуре на стадии эксплуатации;
 - географического положения объекта (климатический район).
- Проектный срок службы вычисляется по выносливости бетона и арматуры, прочности сечения. В первом случае срок службы вычисляется следующим образом

$$T_{res} = \frac{N}{n_1} \left[\frac{1 - \gamma V_R}{\eta} \right]^m, \quad (1.22)$$

N – годовая интенсивность движения;

n_1 – количество циклов нагружения в единицу времени;

γ – коэффициент, соответствующий заданной обеспеченности;

V_R – коэффициент вариации прочности бетона;

η – коэффициент, зависящий от уровня напряжений в бетоне, вызванных постоянной и временной нагрузкой;

m – показатель выносливости бетона.

Отметим, что в работе Р.К. Мамаджанова [56, 57, 59, 63] предложена следующая математическая модель для прогнозирования ресурса бетона в стадии проектирования:

$$T_{res} = \frac{N_{cr}}{n_1} \delta_g \delta_r m_b, \quad (1.23)$$

где N_{cr} – количество циклов нагружений до разрушения; n_1 – количество

циклов нагружения в единицу времени; δ_g, δ_r функции, учитывающие статистический разброс значений нагрузки и прочности бетона; m_b – функция, учитывающая старение бетона. В методике даны таблицы и приведены указания по использованию коэффициентов в расчетной зависимости.

Для расчета срока службы по выносливости арматуры используется та же зависимость, что и в предыдущем случае, с коэффициентами определяющими работу стальной арматуры в бетоне.

Проектный срок службы пролетного строения, исходя из расчетов на прочность, определяют из нормативного срока службы взятого с коэффициентами.

К числу учитываемых параметров относятся:

ξ_1 – продольные и поперечные уклоны проезжей части;

ξ_2 – появление температурных напряжений на фасадных поверхностях;

ξ_3 – толщина защитного слоя;

ξ_4 – климатические особенности..

Учет температурно-усадочных факторов предусматривает три расчетных случая: максимальные растягивающие напряжения возникают в плите проезжей части; в стенке балки; на нижней поверхности плиты проезжей части и в верхней части стенки.

Для расчета нормативного срока службы используется функция отказов:

$$U(t) = e^{\lambda(t-T_0)} - 1 \quad (1.24)$$

λ – нормируемый показатель функции; t – годы; T_0 – величина приработки.

Величины λ , и T_0 зависят от места расположения моста (климатической зоны и с точки зрения воздействия солнечной радиации) и типа конструкции. В.И. Шестериков рекомендует принимать значения указанных параметров 0,0080 и 0,4 для диафрагменных пролетных строений по типовым проектам 50-х годов (инв. №№ 10, 11, 17, 18, 19, 20 и 56 Союздорпроекта) и 0,0060 и 4 для бездиафрагменных пролетных строений 60-70-х годов (№56Д, 710/1...) [90-92]. Для предварительно напряженных пролетных строений в этих же условиях $\lambda = 0,0040$ и $T_0 = 6$.

Нормативный срок службы элемента пролетного строения соответствует $U = 60\%$. Нормативный срок пролетных строений определяется в зависимости

от типа водоотвода, типа элементов пролетных строений и категории дороги:

Таблица 1.8

Нормативный срок службы пролетных строений

	Компоновка А		Компоновка Б	
	категория дороги		категория дороги	
	I-III	IV-V	МП	IV-V
группа 1	48	50	55	60
группа 2	52	55	60	65
группа 3	55	60	65	70
группа 4	65	70	75	80

Компоновка «А». Проезжая часть имеет достаточные продольные и поперечные уклоны и обратный уклон поверхности тротуаров от края до оси водоотводных трубок; тротуары монолитные, полученные омоноличиванием пространства между карнизом и цоколем ограждения; гидроизоляция без обрывов (уложена по всей ширине) и разрывов, усилена в зоне расположения закладных деталей под стойки ограждений; деформационные швы герметичны.

Компоновка «Б». Проезжая часть имеет двускатный профиль с достаточным поперечным уклоном; сборные тротуарные блоки уложены на защитный слой гидроизоляции и соединены с закладными деталями через разрывы гидроизоляции; деформационные швы герметичны. Группы типовых пролетных строений:

группа 1: железобетонные плитные пролетные строения с обычной арматурой, сплошные и пустотные;

группа 2: то же, с предварительно-напряженной арматурой; группа 3: железобетонные ребристые пролетные строения с обычной арматурой, монолитные с диафрагмами или сборные без диафрагм; группа 4: то же, с предварительно-напряженной арматурой. Прогнозируемый срок службы пролетных строений построенных конкретных мостов определяется по откорректированным нормативным графикам износа несущих конструкций (балок). Корректировка вводится по результатам перерасчета конструкций в соответствии со КМК с определением фактического начального резерва и учетом фактических данных:

- по состоянию бетона и арматуры конструкций, полученных с завода;
- по расположению объекта и допущенных при строительстве отступлений;
- по интенсивности и составе движения и изменению этих данных во времени.

Остаточный ресурс или остаточный срок службы эксплуатируемого пролетного строения определяют по периоду эксплуатации до достижения предельного износа. Момент наступления предельного износа устанавливают по графику снижения грузоподъемности, построенному по результатам перерасчета конструкций. При расчете конструкций учитывают деградацию бетона и арматуры (изменение прочности и сечения).

Представленная методика имеет ряд положительных сторон. Во-первых, методика позволяет оценить состояние сооружения по прошествии любого заданного срока эксплуатации. Предложен критерий, позволяющий количественно оценить надежность пролетного строения. Во-вторых, в расчетах учтены большинство наиболее существенных параметров эксплуатации сооружения. В-третьих, четко прослеживается соответствие приводимых расчетов КМК, то есть методика не оторвана от существующих норм и правил расчета, что существенно облегчает ее применение на практике.

Вместе с тем, есть замечания в адрес данной работы. По всей видимости, они связаны с тем, что работа над методикой еще не завершена до конца. Во-первых, есть некоторая произвольность в назначении показателя функции отказов во всех использованных случаях. По крайней мере, в материалах проекта данной работы эта величина не рассчитывается и не обосновывается. Во-вторых, не рассмотрен случай применения антиобледенительных солей на дорогах.

Наиболее полно представлены современные методы прогнозирования долговечности железобетона конструкций в работе [74]. Объектом исследования являются композиционные строительные материалы – КСМ, которые определены как искусственные материалы сложных структур, составленные из двух или более мономатериалов с резко различными свойствами и приобретающих в результате сочетания новых свойств, не присущих исходным материалам. Номенклатура КСМ включает бетоны и растворы всех видов, мастики, замазки, клеи, строительную керамику и т.п. Такой подход позволяет моделировать процессы взаимодействия

окружающей среды и изделий из бетонов самых разных составов.

В книге широко освещены свойства бетонов в свете взаимодействия с агрессивными средами; описаны экспериментальные методы исследования и приведены результаты; предложена единая теория химического сопротивления КСМ и прогнозирование долговечности композиционных материалов и изделий. Рассмотрим подробнее последнее.

На основании теоретико-экспериментальных исследований сделан вывод о том, что деградиационный процесс является по своей сути марковским процессом. Для марковских процессов закон распределения ординаты процесса в любой будущий момент времени не зависит от того, какие ординаты случайная функция имела в прошлом.

При статистическом описании долговечности рассчитывается плотность распределения времени до первого отказа. Выведена обобщенная зависимость срока службы от параметров деградации:

$$T_{\min} = \sum_{n=1}^n \frac{1}{a_1} - k \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{v_i^2}{a_i^2}}, \quad (1.25)$$

где a_i – скорость деградации на i -ом отрезке времени; v_i – коэффициент вариации параметра деградации на i -ом отрезке времени; k – показатель надежности.

Анализ деградиационных функций, проведенный авторами, позволил определить выражение детерминированной части функции-тренда, а следовательно, и величину математического ожидания времени наступления наиболее вероятного предельного состояния. Рассматривались три вида деградиационных процессов: гетерогенный, диффузионный и гомогенный. Для этих механизмов деградации получены следующие значения нормированного времени эксплуатации:

$$T_{\min} = \left[1 - \frac{N}{N_0} \right] \frac{h^2}{k^2(\xi)D} - k\sqrt{S(T)}, \quad (1.26)$$

$$T_{\min} = \left[1 - \frac{N}{N_0} \right] \frac{h^2}{k^2(\xi)D} \operatorname{tg} \alpha - k\sqrt{S(T)}, \quad (1.27)$$

$$T_{\min} = \frac{1}{kc} \ln \frac{N}{N_0} - k\sqrt{S(T)}, \quad (1.28)$$

где N – усилие; N_0 – усилие на момент начала эксплуатации; D –

коэффициент диффузии; k – показатель надежности.

Кроме того, изложены принципы расчета элементов конструкций с учетом воздействия агрессивных сред. Разработаны и применены механизмы расчета усилий возникающих в нагруженном элементе при воздействии окружающей среды. При этом учитываются неравномерное уплотнение материала, явления ползучести, искривление или появление дополнительных прогибов при эксплуатации элемента в агрессивной среде.

1.4. Выводы по главе I. Цель и задачи исследований

Имеются многочисленные исследования, посвященные проблемам повышения долговечности конструкций мостов в условиях коррозии бетона и арматуры. Однако до настоящего времени по результатам этих данных трудно количественно оценить грузоподъемность эксплуатируемых пролетных строений мостов и прогнозировать запаса прочности для планирования межремонтных сроков. Таким образом, исследование, направленное на разработку эффективных способов учета в расчетах пролетных строений влияния коррозии бетона и арматуры, является актуальной проблемой, имеющей важное народнохозяйственное значение.

1. Одним из основных повреждений железобетонных пролетных строений автодорожных мостов является коррозия бетона и арматуры, представляющего собой необратимый процесс, ухудшающий характеристики и состава бетона и арматуры.

2. Основным средством борьбы против наледи на мостах в настоящее время является использование солей. В результате химического анализа установлено, что в применяемой соли в Республике Узбекистан массовая доля хлористого натрия больше чем у солей, применяемых в других странах.

3. Резко континентальный климат Узбекистана, использование солей с высоким содержанием хлоридов против наледи и низкий уровень эксплуатации мостов может привести к массовому ухудшению состояния железобетонных пролетных строений автодорожных мостов и снижения их ресурса и эксплуатационной надежности.

Целью настоящей работы является разработка инженерных методов прогнозирования запаса прочности железобетонных пролетных строений мостов в условиях коррозии бетона и арматуры с учетом климатических условий Республики Узбекистан для правильной организации процесса

эксплуатации на базе научно-обоснованной методики прогнозирования запаса прочности с учетом исследований зарубежного опыта. Использование таких методов открывает перспективы более надежной эксплуатации железобетонных мостовых конструкций в течение заданного срока эксплуатации в разумных и достаточных для обзора доверительных границах.

Решение назревших проблем запаса прочности мостовых конструкций имеет важное значение, поскольку позволит:

- проектировать пролетные строения с заданным запасом прочности материалов, расходуемым во времени;
- прогнозировать (с заданным уровнем надежности) срок службы эксплуатируемых пролетных строений в зависимости от их фактического состояния, оцениваемого технической диагностикой в любой момент времени t_i ;
- обоснованно планировать сроки и виды ремонтно-восстановительных работ и предусматривать конкретные меры, позволяющие увеличить срок службы (запас прочности) эксплуатируемых железобетонных пролетных строений;
- питать широко используемых различного рода информационно-аналитических систем эксплуатации мостов необходимой информацией о состоянии транспортных сооружений и контролировать в реальном режиме эксплуатации процессы «старения» конструкции, обоснованно сигнализировать о необходимости усиления или ремонта конкретного моста.

Научную новизну работы составляют:

- обоснование меры износа, отражающего потерю запаса прочности во времени железобетонных пролетных строений мостов в условиях коррозии бетона и арматуры с учетом климатических условий Республики Узбекистан.

Значение полученных результатов для практики состоит в разработке практического метода прогнозирования запаса прочности эксплуатируемых пролетных строений мостов в условиях коррозии бетона и арматуры с учетом климатических условий Республики Узбекистан; создание методики, позволяющей эксплуатационным службам планировать виды и сроки ремонтных работ, оценить расчетом уровень безопасной эксплуатации конкретного пролетного строения.

ГЛАВА II. ВОПРОСЫ ПОВЫШЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ

ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

2.1. Неблагоприятные воздействия на конструкции мостовых сооружений

Воздействие перегрузок от монтажа оборудования. Для монтажа оборудования, устанавливаемого на пролетные строения, иногда используют существующие конструкции балки, колонны, фундаменты. На монтажные нагрузки эти конструкции не были рассчитаны. В результате происходят значительные повреждения конструкции и дополнительные деформации основания.

Воздействие на фундаменты электрокоррозии. Интенсивное разрушение железобетонных фундаментов может происходить вследствие коррозии от действия блуждающих токов (электрокоррозия). Источником их являются установки, использующие постоянный ток: аккумуляторные батареи, щиты постоянного тока, электролазерные устройства и т.п. Причиной возникновения блуждающих токов является повышенная проводимость отдельных слоев грунта и недостаточная изоляция токонесущих элементов. Попав в железобетонную конструкцию, ток распространяется по ответвлениям арматуры с силой, обратно пропорциональной омическому сопротивлению. На поверхности анодных участков появляется слой продуктов коррозии, в 2...2,5 раза превышающий первоначальный объем арматуры. Бетон под действием давления разделяется трещинами на куски, не подвергаясь заметным структурным изменениям.

Для железобетонных конструкций транспортных сооружений применяют достаточно плотный бетон, приготовленный на портландцементе и на заполнителях, не содержащих агрессивных по отношению к металлу элементов (сульфатов, сульфитов, хлоридов) и не имеющих добавок солей с элементами, активизирующими поверхность металла и повышающими электропроводность бетона.

Дополнительные динамические нагрузки от плохо закрепленного оборудования. Ослабление крепления оборудования к фундаментам вызывает большие дополнительные нагрузки динамического и ударного действия. Долговечность и стабильность пружин стальных виброполюторов часто существенно снижается из-за неблагоприятных условий эксплуатации (высокий уровень напряжений, повышенная влажность, замасливание,

попадание сыпучего материала). Возрастает амплитуда колебаний, происходит биение оборудования о конструкции, разрушающие анкерные болты и железобетонные конструкции (плиты, фундаменты).

Дополнительные нагрузки от производственной пыли. Значительное скопление огарковой пыли было зафиксировано на плитах пролетного строения мостов. В местах наибольшего скопления пыли существенны прогибы плит и балок.

Возникшая при обрушении динамическая нагрузка могла вызвать большие неравномерные дополнительные осадки основания и деформацию рамы.

Коррозионная активность грунтов. Определяется в зависимости от электрического сопротивления и содержания органических веществ. Так, песчаные и песчаноглинистые грунты при содержании гумуса менее 1% и $pH = 6,5...7,5$ имеют низкую активность. Богатые черноземом грунты при содержании органических веществ более 1,5% и $9 < pH < 5$ имеют высокую коррозионную активность.

2.2. Моделирование взаимодействия бетона и арматуры с агрессивными средами

В качестве исходных данных лабораторных испытаний для последующей обработки использовались практические результаты изменения критического коэффициента интенсивности напряжений с течением времени, полученные несколькими авторами в разное время в ТашИИТе [56-63]. В опытных призмах 15x15x60 см во время изготовления были устроены металлические пластины, моделирующие трещину внутри тела бетона. Опытные образцы испытывали на пульсационной установке. После приложения определенного количества циклов пульсатор останавливали и производили вырыв анкеров.

В соответствии с принятой моделью трещины в теле бетона по формуле (2.4). Полученные данные свидетельствуют о четкой закономерности изменения K_{Ic} в процессе циклического нагружения. После приложения $2 \cdot 10^6$ циклов нагружения K_{Ic} уменьшается почти в 2 раза [60, 61, 63].

Обработка результатов производилась на ПЭВМ методом построения линий Тренда в электронных таблицах Microsoft Excel 5.0. В качестве исходной зависимости изменения K_{Ic} была выбрана функция вида $x = e^{-y^2}$ – экспоненциальная регрессия. Данный тип регрессии широко применяется в

машиностроении, авиационной и космической техники для описания сроков службы различных машин и механизмов.

В качестве альтернативного варианта закона падения K_{lc} был испробован вариант с использованием степенной регрессии ($x = \lg(Y)$), однако на первом же сравнении этих двух вариантов при обработке данных стали ясно видны большие расхождения закона изменения K_{lc} , основанного на степенной регрессии с реальными опытными данными. Для дальнейшего уточнения закона падения K_{lc} была выбрана функция, основанная на экспоненциальной регрессии как безальтернативный вариант.

В результате обработки опытных данных изменение критического коэффициента интенсивности напряжений в процессе многократного нагружения в общем виде может быть описано выражением:

$$K_{lc,n} = 0,955 \cdot K_{lc,o} \cdot e^{-\alpha \cdot N^2} \quad (2.1)$$

где $K_{lc,o}$ – значение критического коэффициента интенсивности напряжений в начале эксплуатации; a – показатель кривой выносливости бетона; N – количество циклов нагружения

Начальное значение критического коэффициента интенсивности напряжений $K_{lc,o}$ зависит от многочисленных факторов: размера используемого образца, вида начальной трещины, крупности заполнителя и др. Учет всех этих факторов на практике представляется сложным. Однако в последние годы проведены обширные исследования по нормированию $K_{lc,o}$ по прогнозируемым в стадии проектирования параметрам, в частности по прочности бетона R_b . Установлено, что $K_{lc,o}$ тесно коррелируется с прочностью бетона и может быть определен по выражению:

$$K_{lc} = m_2 \cdot R_b \quad (2.2)$$

где R_b – прочность бетона при сжатии (проектная), МПа. Значения функции зависят от крупности заполнителя, от количества мелкого заполнителя [8], от длины начальной трещины. Согласно данным [60, 61, 63], значения с обеспеченностью 0,05-0,95% изменяются от 0,03 до 0,04. В таблице 2.1 приведены численные значения m_2 для вероятностных расчетов.

Таблица 2.1.

Численные значения m_2 для вероятностных расчетов

Среднее значение, m_2	Среднее квадратичное отклонение m_2	Коэффициент вариации V , %
-------------------------	---------------------------------------	------------------------------

0,035	0,00304	8,71
-------	---------	------

Параметр a , входящий в (2.5) – показатель скорости снижения K_{Ic} , зависит от уровня нагружения и коэффициента асимметрии цикла напряжений [60, 61, 63].

Таким образом, получена математическая модель для прогнозирования критического коэффициента интенсивности напряжений при многократных повторных нагружениях, основанная на реальных опытных данных. Прогнозирование K_{Ic} позволяет оценить развитие трещинообразований в структуре бетона пролетных строений и определить уровень накапливаемых повреждений в процессе эксплуатации пролетных строений.

В работах [60, 61, 63] показано, что падение критического коэффициента интенсивности напряжений также зависит от уровня напряжений в бетоне

$\left(\frac{\delta_{\max}}{R_b}\right)$ и коэффициента асимметрии цикла напряжений $\left(\rho = \frac{\delta_{\min}}{\delta_{\max}}\right)$ –

влияние этих параметров на критический коэффициент в различных материалах исследовано в работах [60, 61, 63]. Для получения математической зависимости изменения критического коэффициента интенсивности напряжений с учетом влияния уровня напряженности и коэффициента асимметрии цикла были обработаны данные из [60, 61, 63].

После обработки практических результатов зависимости прогнозирования критического коэффициента интенсивности напряжений выражается в виде:

$$K_{Ic,n} = 0,955 \cdot K_{Ic,o} \cdot e^{-\alpha \cdot N^2 \cdot f(\rho;\sigma)} \quad (2.3)$$

Обработка опытных данных проводилась с помощью построения линий тренда. Была выбрана линейная регрессия, поскольку опытные данные показали снижение K_{Ic} по закону, близкому к линейному.

Окончательно, закон изменения критического коэффициента интенсивности напряжений с учетом влияния асимметрии цикла и уровня напряженности описывается по выражению (2.5), где a – показатель кривой выносливости бетона определяется по:

$$\alpha = \frac{1.05 \cdot 10^{-13}}{(0.5 + 1.2\rho) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{b \max}}{R_b}\right)} \quad (2.4)$$

где $\rho = \frac{\sigma_{b \min}}{\sigma_{b \max}}$ – характеристика цикла, R_b – прочность бетона образца.

Таким образом, получена математическая модель изменения (падения) критического коэффициента интенсивности напряжений в зависимости от уровня напряженности бетона и характеристики цикла нагрузок.

Приведенные выше зависимости изменения критического коэффициента интенсивности напряжений были получены посредством обработки результатов испытаний бетонных образцов, проведенных в лабораторных условиях. Условия работы реальной железобетонной конструкции сильно отличаются от «тепличных» лабораторных условий. В частности, на плиту железобетонного пролетного строения, помимо всего спектра силовых воздействий, оказывают влияние следующие факторы:

- размораживание-замораживание бетона;
- воздействие солнечной радиации
- факторы, связанные с неисправностью гидроизоляции (выщелачивание, чрезмерное обводнение бетона и пр.)
- наличие в атмосфере агрессивных соединений.

Прямой математический учет всех этих факторов не представляется возможным по следующим причинам:

- отсутствуют экспериментальные данные, позволяющие определить зависимости изменения критического коэффициента интенсивности напряжений от данных факторов;
- существующие методики, учитывающие данные факторы применительны только для прочности бетона. Так, хорошо опробованная методика [60, 61, 63] изменения прочности бетона в зависимости от циклов замораживания – размораживания конструкции оперирует только с прочностью. Попытка применения данной методики, предпринятая автором, для критического коэффициента K_{Ic} не привела к удовлетворительным результатам.

В качестве варианта решения данной проблемы предлагается использовать методы теории Агути (отклоняющих факторов) [60, 61, 63]. Упрощенно, метод заключается в прямом учете только наиболее значимых воздействий, остальные же воздействия, менее значительные о более многочисленные учитываются косвенно, в виде «шумовых» воздействий.

Теория Агути широко применяется в современных системах управления и искусственного интеллекта. Применительно к определению K_{Ic} в реальной

конструкции в первом приближении можно считать, что отрицательное воздействие факторов окружающей среды учитывается в виде «шумового фона», выражаемого в увеличении статистического разброса получаемых расчетных значений критического коэффициента интенсивности напряжений.

В качестве дополнительного метода, позволяющего численно учесть воздействие окружающей среды, предлагается в формуле (2.8) – определение показателя кривой выносливости бетона использовать фактическую прочность конструкции, полученную при проведении обследования.

Фактическая прочность бетона конструкции отражает реальное состояние конструкции в реальных климатических условиях и реальных условий эксплуатации. Предполагается также, что, что в первые годы эксплуатации конструкция работает в режиме «обкатки», приработки, в течении которого ресурс прочности не снижается. Это учитывается введением величины ΔT в зависимость изменения K_{lc} . Окончательно, закон изменения критического коэффициента интенсивности напряжений в реальной конструкции определяется по:

$$K_{lc,n} = 0,955 \cdot K_{lc,o} \cdot e^{-\alpha \cdot [N(1-\Delta T)]^2} \quad (2.5)$$

где ΔT – период приработки, принимается согласно данным [60, 61, 63],

α – показатель кривой выносливости бетона находится из:

$$\alpha = \frac{1.05 \cdot 10^{-13}}{(0.5 + 1.2\rho) \cdot (1 - \frac{\sigma_{bmax}}{R_{bf}})} \quad (2.6)$$

где $\rho = \frac{\sigma_{bmin}}{\sigma_{bmax}}$ – характеристика цикла; R_{bf} – прочность бетона на момент

технической диагностики.

σ_{max} и σ_{min} – представляют собой соответственно минимальные сжимающие напряжения в бетоне (от постоянных нагрузок) и максимальные сжимающие (от постоянных и временных регулярно обращающихся по мосту нагрузок).

Эти напряжения вычисляются по правилам сопротивления материалов упругих систем с учетом фактических (выявляемых технической диагностикой в процессе эксплуатации) прочностных и деформационных характеристик бетона, усилий предварительно напряженной арматуры, геометрических характеристик сечений, ослабленных трещинами, сколами и

разрушением защитного слоя бетона и др.

R_{bf} – прочность бетона на момент вычисляется по полученным данным прочности бетона в результате обследования согласно [5].

2.3. Алгоритм расчета долговечности железобетона железнодорожных мостовых конструкций

Математическое описание накопления повреждений. В теории линейного накопления повреждений в качестве меры повреждений ψ принимается функция, имеющая значение равно нулю в начале нагружения и равно единице при разрушении [61]:

$$\psi = \frac{n}{N}, \quad (2.7)$$

где n - число циклов нагружения; N – число циклов нагружения до разрушения. Линейная теория накопления повреждений, как показано в работах [60, 61, 63], для неоднородного материала, каким является бетон, не может дать точных результатов, а имеющиеся рекомендации по учету нелинейности накопления повреждений громоздки, а в некоторых случаях дают громоздкие результаты [61].

В качестве оценки меры накопления повреждений примем априорную меру повреждений ψ , (аналогично [40]) выразив ее через:

$$\psi = \frac{K_{1c,n} - K_{1c,cr}}{K_{1c,o} - K_{1c,cr}}, \quad (2.8)$$

где $K_{1c,o}$ – критический коэффициент интенсивности напряжений в начале эксплуатации, $K_{1c,n}$ – критический коэффициент интенсивности напряжений после приложений n циклов повторного нагружения $K_{1c,cr}$ – значение критического коэффициента интенсивности напряжений перед разрушением.

В начале нагружения $K_{1c,n} = K_{1c,o}$, $\psi = 1$; в момент разрушения $K_{1c,n} = K_{1c,cr}$, $\psi = 0$. Таким образом, ψ является безразмерной величиной, изменяющейся от 1 в начале эксплуатации до 0 перед разрушением [81].

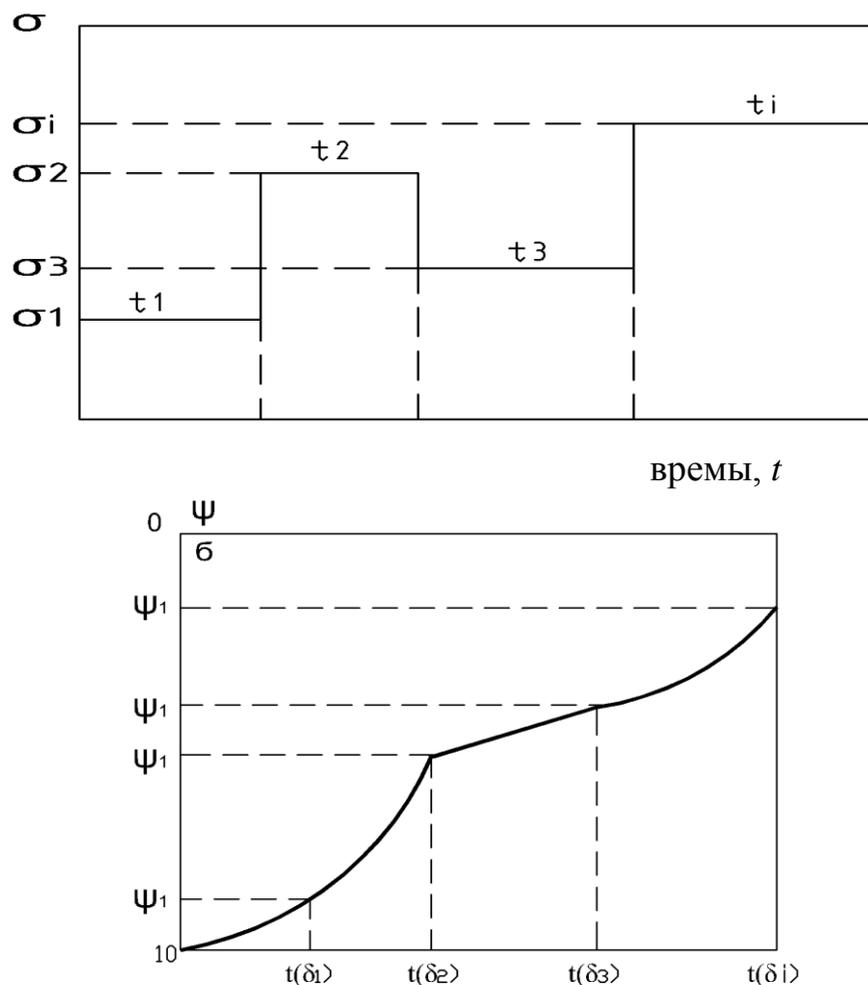


Рис.2.1. Схема многоступенчатого режима нагружения (а) и изменение меры накопления повреждений ψ при ступенчатых нагружениях (σ)

Величина ψ имеет ясный физический смысл: числитель (4.3) представляет собой «остаточный» ресурс, оставшийся после приложения n циклов нагружения, знаменатель описывает «полный» ресурс конструкции, заложенный в конструкцию при изготовлении. Таким образом, по приведенной формуле ψ определяет остаточный ресурс, учитывая предысторию нагружения конструкции.

При многоступенчатом режиме нагружения были проведены расчеты по данной зависимости (4.3) и сравнены с опытными данными из [66].

При нагружении призм низким уровнем напряжения происходит незначительное накопление повреждений. Повышение уровня напряжений после первого этапа приводит к интенсивному нарастанию меры повреждения. Как показывает обработка опытных данных, мера повреждений в образцах, нагруженных высоким уровнем напряжения в начальный период, больше, чем аналогичных образцов, загруженных наоборот. Это

свидетельствует о существенной роли предыстории нагружения на накопление повреждений. Предлагаемые зависимости правильно отражают отмеченные особенности структурных изменений в бетоне.

$K_{Ic,o}$, $K_{Ic,c2}$ и $K_{Ic,n}$ определяются по формулам (2.6), (2.9) и (2.10).

Обоснование нормированных значений меры повреждения. Как известно, прочность бетона является случайной величиной с соответствующими законами распределения [43,87].

Критические коэффициенты напряжений, входящие в функцию меры накопления повреждений, также являются случайными величинами, прогнозирование которых представляет определенную трудность. В работе [68].

разработана методика оценки надежности элементов конструкций металлических железнодорожных мостов. Условие не разрушения согласно этой методике выражается зависимостью

$$V < V_{on} \quad (2.9)$$

где V – расчетное значение меры повреждения; V_{on} – нормативное значение меры повреждения, при котором обеспечивается заданная надежность элементов конструкций.

Аналогично приведенной выше зависимости для бетона сжатой зоны уровень надежности оценивается некоторой величиной ψ_{cr} – Так как ψ изменяется в пределах от 1 (начало эксплуатации) до 0 (разрушение), то условие неразрушения будет [40]

$$\psi \geq \psi_{cr} \quad (2.10)$$

ψ_{cr} – имеет вероятностную природу, однако ее можно считать константой материала с соответствующим статистическим разбросом. Практические значения (рис. 2.2) приведены в [59], где была проведена обработка результатов испытания 20 образцов-призм. Установлено, что распределение ψ_{cr} (табл. 2.2.) соответствует нормальному закону с следующими статистическими параметрами:

Таблица 2.2.

Статистические параметры нормированной меры повреждения ψ_{cr}

Математическое ожидание	Среднее квадратическая отклонение
0,258	0,013

Условие безопасной работы при любом значении меры накопления повреждений определяется по [81]:

$$\psi \geq \psi_{cr} \quad (2.11)$$

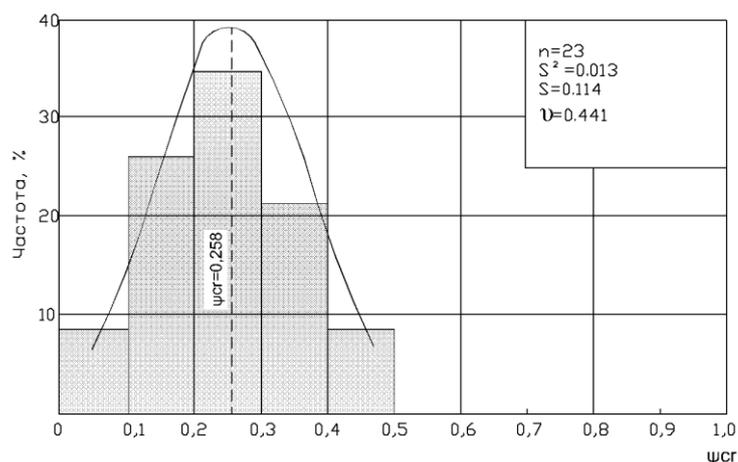


Рис. 2.2. Гистограмма и кривая распределения ψ_{cr} .

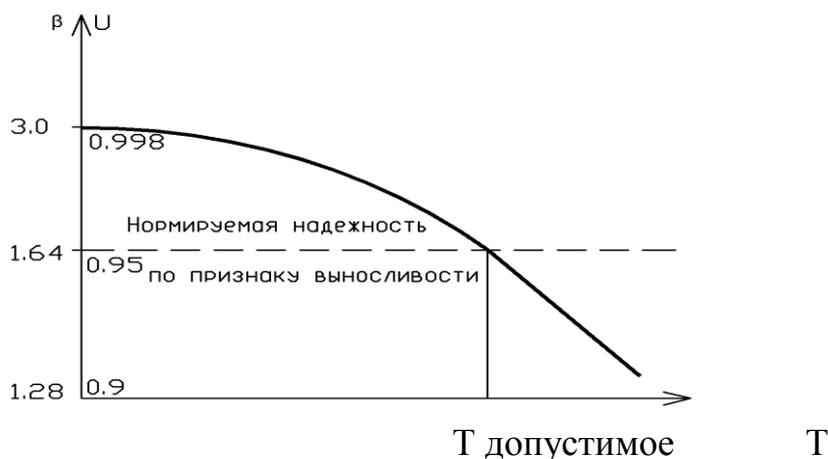


Рис.2.3. кривая потери надежности сжатого бетона во времени: где β – коэфф. безопасности количества стандартов, откладываемых от математического ожидания; U – надежность в долях от единицы, соответствующая коэфф. β ; T – допустимое – срока службы соответствующий принятой надежности

$$U_H \leq U_{\psi} \quad (2.12)$$

где U_H – уровень минимально требуемой надежности в зависимости от уровня требуемой безопасности; U_{ψ} , – расчетный уровень надежности, и определяемый по:

$$U_{\psi} = 1 - P_{(\psi)}, \quad (2.13)$$

где P_{ψ} , – вероятность отказа.

С течением времени надежность U_{ψ} , уменьшается. Превышение расчетной надежности над нормируемой U_H , произошедшее в момент времени t_i и определит окончание срока безопасной эксплуатации конструкции (см. рис. 4.5).

Для нахождения вероятности отказа используется решение интеграла надежности. Как показано выше, для этого предлагается использовать метод статистических испытаний.

2.4. Основные концепции повышения безопасности эксплуатируемых транспортных сооружений

Главной задачей расчета несущих конструкций является создание определенных гарантий по обеспечению нормальной и безопасной работы конструкции в течение всего срока службы сооружения. Поставленная цель должна быть достигнута при минимальном расходе материалов, энергии, труда и обеспечении высоких эксплуатационных качеств транспортных сооружений. Гарантии безопасной работы устанавливаются на заключительном этапе проектирования, когда происходит сопоставление усилий от внешних нагрузок и воздействий с несущей способностью конструкции. Проблема обеспечения безопасности строительных конструкций зданий и сооружений является весьма сложной ещё и потому, что расчет на прочность согласно действующих норм предусматривает некоторое маловероятное напряженное состояние конструкции перед ее выходом из строя. При таком расчете неизвестно, каким образом конструкция, состояние которой в начальный период характеризуется определенными показателями, с течением времени теряет потенциальную способность к сопротивлению внешним нагрузкам и воздействиям, а затем выходит из строя. Срок службы конструкции при этом как правило измеряется десятками и даже сотнями лет.

В известных работах [17, 22, 28, 29, 43, 51, 64, 96] было показано, что вероятность разрушения эксплуатируемых строительных конструкций по первой группе предельных состояний весьма мала. Между расчетами по исчерпанию несущей способности и пригодностью к нормальной эксплуатации, существует разрыв, и поведение конструкции при переходе из эксплуатационного состояния в предельное расчетом не контролируется. Безопасность конструкции в таких условиях становится неопределенной. Изложенные соображения позволяют утверждать, что расчеты на прочность не точно отражают реальное поведение эксплуатируемых конструкций с последующим выходом их из строя. В связи с этим особую значимость для решения проблемы безопасности конструкции приобретают методы расчета

для стадии их эксплуатации. Такие расчеты должны контролировать не только эксплуатационное состояние, но и постепенно развивающиеся деструктивные процессы, приводящие конструкцию к выходу из строя. Имея данные о фактическом состоянии конструкции, можно на основе расчетов в эксплуатационной стадии прогнозировать остаточный срок службы и резервы несущей способности различных конструктивных элементов зданий и сооружений в любой момент времени. Разрушению конструкции, как правило, предшествуют предварительные сигналы, которые заблаговременно (ещё до исчерпания её несущей способности) свидетельствуют о развитии деструктивных процессов, приводящих к разрушению конструкции. К таким сигналам относятся, например, карбонизация защитного слоя бетона, чрезмерное раскрытие трещин, значительные прогибы, прогрессирующая коррозия бетона и арматуры, снижение прочности бетона, увеличение амплитуд колебаний и др.

Учитывая фактические условия работы конструкции, целесообразно выполнять расчеты на эксплуатационные нагрузки и воздействия и суммировать накапливаемые повреждения, которые, приближаясь к критическому значению, свидетельствуют о переходе конструкции в неисправное состояние с последующим выходом ее из строя. При возникновении аварийных ситуаций или воздействии чрезвычайных нагрузок в расчете должны быть учтены все повреждения, которые накапливаются в конструкции по мере ее приближения к предельному состоянию. Применительно к железобетонным конструкциям особое внимание к вопросам условий работы, долговечности и срокам службы, наблюдается не только в СНГ, но и в дальнем зарубежье. В строительной отрасли многих развитых стран мира четко определился приоритет – *в нынешнем столетии не столько новое строительство, сколько восстановление и замена построенного в двух предыдущих.* В дополнение к сказанному добавим, что объемы реконструкции зданий и сооружений, реабилитации и усиления конструкций в связи с модернизацией (новые нагрузки, изменение технологических циклов и т. п.) с каждым годом неуклонно возрастают. Одной из главных задач при этом является продление срока службы и обеспечение работоспособности строительных конструкций, полностью или частично сохраняемых при техническом перевооружении производства.

Как уже отмечалось, в процессе эксплуатации конструкции в агрессивных средах может происходить её ускоренный механический и коррозионный

износ. В связи с этим возникает необходимость её преждевременного восстановления, усиления и замены. Правильное решение этих вопросов тесно связано с определением остаточного срока службы эксплуатируемых конструкций, что невозможно сделать без их испытаний, обследований, а также надежных методов прогноза разрушающего действия нагрузки и внешней среды. Поэтому расчеты сроков службы в стадиях проектирования и эксплуатации должны сочетаться с диагностированием фактического состояния несущих конструкций.

В существующих нормах безопасная работа конструкции оценивается с помощью системы частных коэффициентов запаса. Они не учитывают в явном виде фактор времени, который выпадает из оценки эксплуатационных качеств конструкции и ее прочностных и деформативных показателей. По существу устанавливается безопасность только что изготовленной конструкции, а не конструкции, которой предстоит воспринимать нагрузку в течение длительного времени. Безопасная работа конструкции оценивается по вероятностным показателям, когда принимается условие, что нагрузки и поведение конструкции являются случайными процессами, развертывающимися во времени, а надежность конструкции отождествляется с вероятностью ее нахождения в пределах допускаемой области. Безопасная работа конструкции оценивается также на основе расчета сроков ее службы. Срок службы конструкции определяется с учетом изменения нагрузки и несущей способности во времени, случайных параметров, определяющих её поведение в процессе эксплуатации. Гарантия безопасной работы конструкции устанавливается на основе следующего неравенства:

$$T(\tilde{q}, \dot{q}, \dot{\epsilon}, A, R_b, R_s) \geq T_n, \quad (2.14)$$

где \tilde{q} , A , R_b , R_s – случайные значения соответственно нагрузки, геометрических размеров, прочностных характеристик бетона и арматуры; $\dot{q}, \dot{\epsilon}$ – скорости изменения соответственно нагрузки и деформаций с течением времени.

Левая часть неравенства (1) представляет собой срок службы (ресурс) конструкции с необходимой вероятностью, правая T_n – его нормативное значение. Срок службы является случайной величиной и определяется на основе вероятностной модели (Рис. 2.4) с учетом изменения несущей способности (кривая 1) и нагрузки (кривая 2) во времени, случайных факторов, влияющих на долговечность конструкции. Пересечение кривых

реализаций несущей способности и нагрузки с течением времени определяет срок службы конструкции и вероятность этого события. Плотность распределения сроков службы (кривая 3) носит несимметричный характер с положительной асимметрией. Из критериев оценки безопасной работы конструкции наиболее целесообразным, отражающим её реальную способность выполнять главное функциональное назначение по восприятию действующих нагрузок, является срок службы [25, 26, 64, 86, 87, 89, 90].

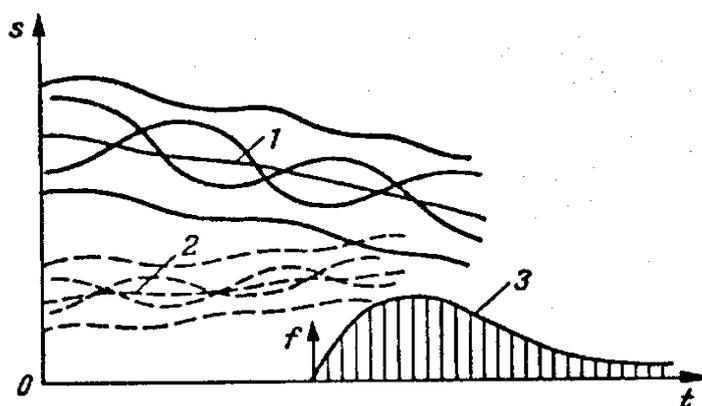


Рис. 2.4. Вероятностная модель для определения сроков службы конструкции

2.5. Выводы по главе II

1. Развитие трещинообразования в структуре бетона в процессе многократного повторного приложения нагрузок может характеризоваться критическим коэффициентом интенсивности напряжений. Это позволяет создать основы использования теоретических положений механики разрушения для разработки способов прогнозирования ресурса железобетонных пролетных строений мостов.

2. Предлагается методика для практического определения величины критического коэффициента интенсивности напряжений в реальных мостовых железобетонных конструкциях. Приводятся статистические значения разброса величины K_{Ic} , используемые при невозможности проведения большого числа испытаний.

3. Разработана математическая модель прогнозирования критического коэффициента интенсивности напряжений K_{Ic} в зависимости от количества циклов нагружения, уровня напряженности бетона и характеристики цикла нагружения.

4. Разработана математическая модель изменения критического коэффициента K_{Ic} в реальных конструкциях при привлечении современных методов теории Агути.

ГЛАВА III. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ЗАПАСА ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ С УЧЕТОМ КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН

3.1. Реальные условия работы конструкций в климатических условиях Республики Узбекистан

Сухой жаркий климат характеризуется длительным жарким летом (более 100 дней в году), высокими дневными температурами (25°C и выше) и низкой относительной влажностью (50% и меньше). При этом происходят значительные нагревы строительных конструкций течение дня вследствие интенсивной солнечной радиации, значительные перепады температуры и влажности в течение суток, значительные испарения влаги от действия сухого ветра [28, 44, 51, 83, 84].

К районам с сухим жарким летом принадлежат южные области Узбекистана, но особенности выполнения работ в таких условиях следует учитывать и в других местах, когда в отдельные периоды имеет место сухая жаркая погода с температурой выше 25°C и относительной влажностью воздуха менее 50%.

На технологию бетонных работ при перечисленных условиях влияют следующие факторы:

- повышенная температура бетонной смеси, что требует увеличения его первоначальной подвижности;
- быстрая потеря бетонной смесью подвижности при ее транспортировке и укладки вследствие ускоренного схватывания цемента и интенсивной потере влаги;
- интенсивное обезвоживания бетона, что приводит к значительным потерям прочности (до 50% за месячный период выстаивания), потерь долговечности и ухудшение других его свойств;
- развитие значительной пластической (начальной) усадки бетона, вызывает растрескивание (особенно железобетонных) конструкций.

Влияние этих факторов приводит к изменению технологии выполнения бетонных работ, предусматривающих достижение надлежащего качества бетона по счет:

- снижение температуры приготовления бетонной смеси, применение мер по сохранению низкой температуры бетонной смеси во время транспортировки;
- предотвращения обезвоживанию бетона после укладки его в опалубку, сокращение времени выстаивания бетона.

Чтобы обеспечить более низкую температуру бетонной смеси при ее приготовлении, смачивают охлажденной водой заполнители, обдувают их холодным воздухом, добавляют лед до 50% массы воды. Для предотвращения нагрева воды в трубопроводах и резервуарах их защищают теплоизоляцией. Температура бетонной смеси в момент отправки ее с завода не должна превышать 25°C, потому что при этой температуре возникают трудности с ее заключением и уплотнением. Транспортировать смесь температурой выше 35°C запрещено: такая смесь быстро схватывается и ее заключения становится невозможным.

Для сохранения технической вязкости и подвижности смеси в процессе приготовления в нее вводят водоудерживающую и пластифицирующую добавки (например, ТДН + СДБ или СП). Продолжительность перемешивания увеличивают на 30...50%.

Транспортирование бетонной смеси должно обеспечивать сохранение необходимой ее температуры и подвижности. Для этого применяют закрытые теплозащитные транспортные средства. Продолжительность транспортирования бетонной смеси температурой 25°C не должна превышать 30...50 мин, а смеси температурой 30°C – 15...25 мин. Если этот срок больше допустимого (определенный из условия потери не более 25% первоначальной подвижности), целесообразно использовать для доставки автомобили бетоносмесители сухих или частично приготовленных смесей с добавками – замедлителями схватывания типа СП, НТФ.

Укладывают бетонную смесь при ее температуре не более 25°C, а в массиве – при температуре 20°C (эти требования не распространяются на предварительно разогретые смеси, в которых вследствие быстрого отверждения пластическая усадка проявляется слабо).

Перед началом бетонирования место укладки смеси защищают от солнечных лучей щитами или навесами, а также охлаждают арматуру и

опалубку опрыскиванием холодной водой. Деревянную опалубку поддерживают во влажном состоянии.

Закладывать смесь надо так, чтобы каждая очередная заключенная порция имела наименьшую открытую поверхность, после уплотнения и заглаживания ее следует накрыть влагостойкими материалами. Если на поверхности бетона возникли трещины от быстрого обезвоживания и пластической усадки, нужно не позднее чем через 1 ч после окончания укладки смеси выполнить повторное (поверхностное) вибрирование, уничтожающее трещины и предотвращает появление новых, но только с разрешения руководства строением и под наблюдением лаборатории.

Уход за бетоном разделяют на два периода: начальный и основной. Первоначальный уход за бетоном выполняют, как минимум, до момента вступления бетоном прочности 0,5 МПа. В этот период защищают поверхность бетона от испарения влаги с целью предотвращения раннему возникновению трещин на поверхности. Для этого открытую поверхность покрывают брезентом, щитами или защитными пленками. Продолжительность начального ухода составляет 4...8 ч и зависит от вида конструкций, погодных условий и других факторов и устанавливается строительными лабораториями при выполнении работ. Продолжительность начального ухода целесообразно сокращать через искусственное ускорение твердения бетона.

В основной период ухода, до вступления бетоном 70% проектной прочности, поддерживают нужную для отверждения влажность. В этих условиях поверхность конструкций целесообразно оставлять покрытой водонепроницаемыми пленками. Применяют также выстаивания бетона под слоем воды (способ «покровных водных бассейнов»): опалубку устраивают с бортиком 68 см высотой и по истечении первоначального периода ухода заливают поверхность конструкции слоем воды 35 см. толщиной. Для уменьшения испарения воды с поверхности бассейна применяют вещества, образующие на поверхности воды тонкий защитный слой (например, из отработанных масел). Воду для покровных бассейнов подогревают до температуры не ниже уложенной бетонной смеси. Это позволяет избежать температурных напряжений в бетоне.

После достижения бетоном заданной прочности желательно защитить поверхность бетона от быстрого высыхания, выдерживая ее еще дополнительно два-три дня во влажном состоянии без увлажнения.

В условиях жаркого сухого климата эффективным является ускоренное выстаивания бетона, которое позволяет исключить основной период ухода за бетоном, снизить трудоемкость и интенсифицировать работы. Ускоренное твердения бетона значительно уменьшает возможность раннего растрескивание бетона, поскольку предотвращает развитие пластической усадки. Для ускоренного твердения бетона применяют ранее описанные методы тепловой обработки: электропрогрева, контактное обогрева, предварительный разогрев бетонной смеси и др.

3.2. Расчет остаточного ресурса прочности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов

Необходимо осознать, что прогноз срока службы строительной конструкции (как и любой другой), носит отчетливо случайный характер. Срок службы зависит от многочисленных трудно прогнозируемых и контролируемых расчетом воздействий среды и нагрузок, накопление повреждений в самой конструкции. Учет всех этих факторов с помощью функциональных зависимостей невозможен ввиду их многочисленности и трудно прогнозируемости.

Информационная на полностью детерминированного прогноза сроков службы в существующих методиках чрезвычайно мала, поскольку не описывает вероятность реализации данного числа (полученной величины срока службы). Для прогноза необходимо знать не только значение срока службы, но и вероятность его реализации. Обосновано принимать решение о сроке и виде ремонта пролетного строения можно только тогда, когда известна степень риска дальнейшей эксплуатации поврежденного пролетного строения. В такой ситуации вероятностно-статистический подход позволяет прогнозировать поведение конструкции во времени с большей степенью достоверности, используя такое же и меньшее количество информации. При этом все воздействующие на конструкции факторы можно разделить, используя теорию «нечетких множеств»: учитывать только наиболее значимые по действию на конструкцию факторы, одновременно второстепенные воздействия учесть в виде дополнительного рассеивания (например, при помощи увеличения в расчетах разброса расчетных величин (увеличение коэффициента вариации).

Полученный таким образом статистический размыв следует ограничить по

вероятности реализации. Поскольку расчет сроков службы можно считать расчетом «экономической ответственности» [16, 25, 26, 64, 86, 87, 89, 90], то рационально использовать ограничительные границы с вероятностью 5...95%.

Практически расчет остаточного срока службы T реализуется путем пошагового построения зависимости расходования ресурса во времени $\psi=f(T)$, где ψ определяется по (4.3). Удобно принять шаг построения $\Delta t = 1$ год. Такой подход позволяет учесть изменение напряженного состояния и режима эксплуатации (при наличии соответствующих данных, например, по результатам выполненных ранее обследований). Одновременно происходит расчет достоверности (надежности) условия безопасной эксплуатации (3.21). Этот способ является расчетно-ориентированным, требует большого числа вычислений, однако более удобен для учета изменения различных исходных параметров в процессе эксплуатации.

Таким образом, в общем случае расчет сводится к построению графика зависимости $\psi=f(N)$ или, поскольку количество циклов нагружения соотносится со сроком эксплуатации через величину n – количество циклов нагружения в год.

Принципиальная схема расчета приведена на рис. 3.1. В начале эксплуатации ($T=0$) и последующий период приработки ΔT мера надежности практически не падает. На рисунке показаны два графика $\psi=f(T)$, соответствующие надежности $U=0,95$ и $U=0,05$, т.е. ограничительные значения доверительного интервала. В момент времени T_i проведена техническая диагностика пролетного строения и произведены необходимые расчеты. Если принимается решение о проведении ремонта или об изменении характера обращающихся нагрузок (скорости, тоннажа) то, в результате проведенного ремонта увеличивается сопротивляемость конструкции к различного рода неблагоприятных воздействий (как силовых, так и окружающей среды). Численно это выражается в изменении напряженного состояния конструкции, соответственно, произойдет увеличение меры надежности на величину $\Delta\psi$, и изменится характер кривой $\psi=f(T)$, он станет более пологим из-за изменившихся условий эксплуатации. Определяемый расчетом остаточный срок службы составит T_{min2} . Если же после проведения технической диагностики не будет проведен ремонт пролетного строения, то срок службы составит T_{min1} . Таким образом, зная (рассчитывая) при

Таблица 3.1.

В обе стороны в сутки			
в настоящее время (1994г.)		на перспективу	
вес одного груз, автомобиля	в % к сумме	вес одного груз, автомобиля	в % к сумме
от 2 до 5 т.	37	от 2 до 5 т.	34
от 5 до 8 т.	20	от 5 до 8 т.	17
от 8 до 16 т.	25	от 8 до 16 т.	27
от 16 до 30 т.	10	от 16 до 30 т.	12
Всего: 13000		Всего: 21150	

Определение количества эквивалентных циклов нагружения производилось согласно предпосылкам и допущениям, изложенным выше.

В качестве эквивалентного выбираем напряжение в бетоне плиты от расчетных нагрузок.

$$\sigma_s = 128,0 \text{ кг/см}^2.$$

В год количество эквивалентных циклов:

$$n_s = 29200 \text{ ед.}$$

количество эквивалентных циклов «на перспективу»

$$n_{s, \text{персп.}} = 32180 \text{ ед.}$$

В результате построения «цикла по годам» по описанным выше методикам получены следующие данные: срок службы (полный) составил: 36 лет (рис. 3.2.) [81].

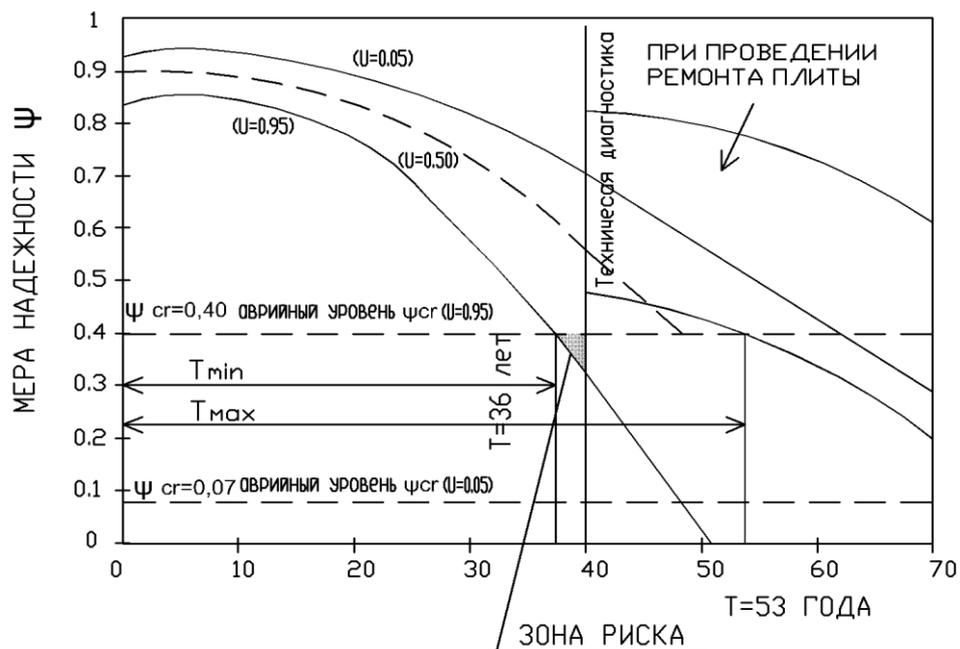


Рис. 3.2. пример определения остаточного срок службы моста по признаку выносливости бетона сжатой зоны плиты через р. Сетунь на 52 км МКАД

Т.к. обследование производилось на 40 год, то к моменту обследования мост уже работает в режиме повышенного риска, и необходимо произвести замену пролетного строения. Можно планировать виды ремонта, позволяющего повысить надежность эксплуатации. Так, если заменить верхний слой бетона, наиболее разрушенный, на величину 6 см., то уменьшится напряженное состояние бетона, изменится значение $K_{lc,n}$, соответственно повысится u ; при дальнейшей эксплуатации и изменятся напряжения а так, учитываемые при нахождении $K_{lc,n}$ и, остаточный срок службы значительно увеличится. Расчет позволяет определить величину увеличения срока службы, которая составит 13 лет (при перспективных нагрузках).

Перспективные тенденции в нормировании надежности конструкций. Следующий шаг по пути статистической интерпретации нормативных расчетов основан на вероятностных моделях, использующих элементарные понятия теории вероятностей без привлечения теории случайных процессов. Эти модели будут вполне применимы, если нагружение представляет собой единичный дискретный акт или их последовательность, если исключить из рассмотрения процессы накопления повреждений и т. п. С некоторыми оговорками эти модели могут быть использованы также и для нагрузок, непрерывно развертывающихся во времени, если в расчеты ввести

распределения максимальных значений нагрузок на всем рассматриваемом отрезке времени [16].

Допустим, что состояние конструкции в условиях эксплуатации может быть охарактеризовано конечным числом независимых параметров $q = \{ q_1 , q_2 , \dots , q_n \}$. Одни из этих параметров характеризуют внешнюю нагрузку, другие – прочность материала, третьи – отступление условий работы конструкции от расчетной схемы и т. д. В число параметров q_1 , q_2 , \dots , q_n мы не будем включать те величины, которые в конструкции реализуются в точном соответствии с расчетом или с малыми допусками, влиянием которых на работу конструкции можно пренебречь. Например, в их число не включаются параметры, характеризующие размеры и форму сооружения (за исключением, может быть, задач устойчивости и родственных им, где малые отступления от проектных размеров приобретают важное значение). Таким образом, все параметры q_1 , q_2 , \dots , q_n мы будем считать случайными, предполагая, что известна их совместная плотность вероятности $p(q)$. Для краткости эти параметры мы будем называть определяющими параметрами. Основная задача расчета состоит в определении вероятности того, что недопустимое предельное состояние не будет достигнуто, и в сопоставлении найденной вероятности с некоторым нормативным значением. Запишем условие недопустимости предельного состояния (2.1) в виде:

$$\psi(q) = R(q) - S(q) > 0. \quad (3.1)$$

Вероятность случайного события, состоящего в том, что это неравенство будет выполнено, есть не что иное, как мера надежности системы:

$$P = \int_{\psi(q) > 0} p(q) dq \quad (3.2)$$

Задача определения надежности P сводится, таким образом, к интегрированию плотности вероятности $p(q)$ по той части пространства определяющих параметров q_1 , q_2 , \dots , q_n , где выполняется условие (2.1) (т. е. «область безопасности»). Поскольку вероятность P должна быть весьма близка к единице, то удобнее вычислять вероятность $Q = 1 - P$:

$$Q = \int_{\psi(q) > 0} p(q) dq \quad (3.3)$$

Тогда основное расчетное условие примет вид:

$$Q \leq Q^*. \quad (3.4)$$

Здесь Q^* – нормативное значение вероятности достижения предельного состояния. Это достаточно малое число, которое устанавливается на

основании технико-экономических соображений, опыта строительства и эксплуатации и т. д. Формулы (3.22), (3.23) и (3.24) дают принципиальное решение задачи расчета конструкций на надежность. Необходимо отметить, что для их применения требуется знать не только совместную плотность вероятности $p(q)$, но и решение соответствующей детерминистической задачи для всей интересующей нас области изменения параметров q_1, q_2, \dots, q_n . Решение этой задачи дается обычными методами строительной механики. Таким образом, вероятностный подход не может заменить решения детерминистической задачи. Напротив, он предполагает решение этой задачи в объеме, нередко большей, чем классические методы расчета.

Достигнутый к настоящему времени уровень теоретических исследований позволил разработать принципиально новые предложения по основным положениям вероятностного расчета строительных конструкций. В этом подходе принятие решений, определяющих надежность несущих конструкций на основе расчетного анализа, представляет собой совокупность двух задач: установления целесообразного уровня надежности объекта проектирования и реализации этого уровня в проекте объекта и в натуре. Процесс принятия решений является, как правило, поэтапным и итерационным. В качестве первого этапа этого процесса следует выделять выбор надежностных требований, т.е. выбор характеристик, с той или иной степенью достоверности определяющих уровень надежности объекта, и установление их целесообразных значений. Степень конкретности и детализации расчетных процедур выбора надежностных требований устанавливается различной в зависимости от:

- уровня практически доступного информационного обеспечения;
- экономической значимости объекта и эффективности детализации процедур;
- уникальности либо массовости рассматриваемой ситуации;
- строгости последующих этапов принятия решений и контрольных мероприятий;
- степени сложности объекта.

Таким образом, в отличие от существующего положения проектировщику предоставляется большая или меньшая свобода выбора расчетных средств. Целью нормативных процедур выбора надежностных требований является оптимальное согласование экономичности объектов с их потребительскими

качествами, включая безопасность. Выбор надежных требований производится с учетом случайностей реализаций объекта и его возможных отказов. Различным видам отказов соответствуют различные виды и уровни ущерба от отказа определенного вида, который существенно зависит от реализуемых внешних случайностей. В пространстве переменных, соответствующих случайностям, каждому состоянию объекта соответствует точка этого пространства, а множеству ущербных состояний – область отказа. Состояния, которым соответствует множество точек на границе области отказа, называются предельными.

Фундаментальными показателями надежности объекта, определяющими выбор надежных требований, являются *вероятности отказов*, т.е. вероятности того, что за время жизни объекта возникает отказ того или иного вида. Ситуации выбора надежных требований в зависимости от последствий отказов, управляемых принимаемым решением, подразделяются на следующие типы: *а) с экономической ответственностью* решения, когда последствия отказов, управляемых решением, поддаются экономической оценке (т.е. возможность оценки не вызывает принципиальных возражений); *б) с неэкономической ответственностью* решения, когда среди последствий отказов, управляемых решением, существенно преобладают экономически неценные, например гибель, ранение или другое причинение ущерба здоровью людей, уничтожение уникальных культурных и исторических ценностей, ущерб для политической и социальной деятельности и т. п.; *в) со смешанной ответственностью* решения, когда последствия отказов, управляемых решением, включают как экономический ущерб, так и экономически неценные последствия, причем оба вида последствий существенно влияют на выбор надежных требований. Для каждой ситуации выбора надежных требований устанавливается нормативный показатель тяжести последствий отказов, который представляет собой усредненную по вероятности оценку внешних случайностей. Эта оценка для различных ситуаций в большей или меньшей степени субъективна и зависит от технико-экономических и социальных возможностей заказчика. В качестве заказчика может выступать как общество в целом, так и отдельные организации и группы его членов.

Для оптимизации экономического ущерба и анализа риска неэкономических последствий при выборе целесообразного уровня надежности используется целевая функция стоимости, состоящая из

начальной стоимости объекта и стоимости потерь при вероятных отказах. Требования норм проектирования к расчету конструкции в предельном состоянии должны учитывать ситуацию, в которой это состояние реализуется. Для рассмотрения при проектировании нормами устанавливаются формальные характерные ситуации, называемые расчетными. Расчетная ситуация определяется сочетанием следующих факторов: стадия существования конструкции; природные условия; условия эксплуатации; возможность грубых ошибок в деятельности людей.

При разработке норм проектирования должны рассматриваться следующие типы расчетных ситуаций:

- установившиеся – имеющие продолжительность реализации того же порядка, что и срок службы конструкции (например, эксплуатация между двумя капитальными ремонтами или изменениями технологического процесса);

- переходные – имеющие меньшую по сравнению со сроками службы продолжительность реализации (например, возведение здания, капитальный ремонт, реконструкция);

- аварийные – имеющие меньшую продолжительность и малую вероятность появления, но являющиеся важными с точки зрения последствий отказов, возможных при этой ситуации (например, ситуации, возникающие во время взрывов, столкновений, аварий оборудования, пожаров, а также непосредственно после отказов каких-либо элементов конструкций).

Все конструкции подразделяются по целесообразному уровню их надежности на несколько классов. Каждому классу конструкций предписывается несколько целесообразных уровней надежности в зависимости от расчетной ситуации и вида предельного состояния. Целесообразный уровень надежности характеризуется целесообразным значением вероятности отказа. Целесообразные значения уровней надежности для заданного сочетания "классситуация–отказ" устанавливаются путем обобщения информации, полученной из оптимизационных расчетов, анализа уровня надежности эксплуатируемых объектов, относящихся к данному сочетанию, и последствий их аварий (реальных и прогнозируемых).

Для реализации такого подхода в проектировании необходимо провести комплекс научно-исследовательских работ по пересмотру норм

проектирования конструкций из разных материалов и различного назначения. Сложную задачу будет представлять подготовка необходимых исходных данных по нагрузкам и материалам. Основным содержанием СНиП "Нагрузки и воздействия" должны стать данные о средних значениях нагрузок (что само по себе представляет в ряде случаев новый вопрос, например, для крановых нагрузок, нагрузок на перекрытия промышленных и общественных зданий и др.) и коэффициентах вариации для них. Потребуется разработка "карт" коэффициентов вариации для нагрузок климатического типа: снеговых, ветровых, гололедных, температурных климатических воздействий. Будут необходимы также новые данные по средней прочности применяемых материалов и коэффициентов вариации для них, а также решение вопроса о браковочных значениях в условиях перехода к прямому расчету на надежность. Предлагаемый подход потребует проведения опытного проектирования широкой номенклатуры транспортных сооружений из разных видов материалов. При этом особое внимание должно быть уделено наиболее сложным условиям работы конструкций, например: поперечному изгибу, внецентренному сжатию с изгибом, кручению, предварительно напряженным конструкциям, работе конструкций в условиях образования и раскрытия трещин и т.д.

В настоящее время достаточно трудно оценить, даже ориентировочно, экономический эффект от внедрения вероятностного метода нормирования. Его основной эффект будет заключаться в знании уровня надежности проектируемых конструкций, что само по себе является весьма важным обстоятельством. При назначении этого целесообразного уровня наряду с оптимизационными процедурами будут учитываться наиболее смелые, прогрессивные решения, оправдавшие себя практикой. Поэтому окажется возможным изъять излишние резервы в сооружениях.

Проектирование и текущее содержание по своему стратегическому смыслу близки к профилактике возникновения дефектов и прогнозированию поведения сооружения в эксплуатации в течение расчетного срока службы. Следовательно, определяющую роль в выборе основных параметров системы и расхода материалов должны играть *расчеты в эксплуатационной стадии*, когда фактически контролируется реальное эксплуатационное состояние в любой фиксированный момент времени. При этом в целом общепринятый метод расчета сечений на прочность не может быть определяющим для конструкции, так как он противоречит смыслу расчетов в стадии

эксплуатации, т. е. носит аварийный характер оценки предельного (практически никогда не реализуемого) сопротивления сечений. При строительстве и эксплуатации сооружения нельзя допускать даже малой вероятности (более 0,001) достижения внезапных мгновенных отказов, т. е. наступления предельного состояния по несущей способности. Это может быть достигнуто назначением при проектировании высоких коэффициентов безопасности β . При значениях $\beta \geq 3$ прямые вероятностные оценки отказов этой категории теряют практический смысл вследствие низкой точности вероятностных оценок на «хвостах» статистических распределений. В этих ситуациях достаточно пользоваться в расчетах детерминированными значениями нагрузок и предельными значениями прочностных характеристик материалов, вводя в расчет соответствующие коэффициенты безопасности или надежности, отражающие необходимый уровень защиты от аварии.

Расчеты эксплуатационной пригодности предотвращают деградационные повреждения и чрезмерные общие деформации, которые не приводят к мгновенным отказам конструкции (коррозия бетона и арматуры, трещинообразование, прогибы, колебания), а лишь затрудняют эксплуатацию и снижают долговечность. Такие повреждения обычно легко могут быть обнаружены и быстро устранены. Поэтому уровень вероятности таких отказов носит экономическую ответственность и может быть допущен относительно высоким (порядка 0,05–0,3). Ранее в разделе 1.6. было отмечено, что вероятность надежной работы проектируемой конструкции в течение установленного срока службы остается *объективной мерой надежности* даже и в том случае, если конструкция реализуется в единственном экземпляре. Эта вероятность $P(t)$ может быть использована для сопоставления с нормативной (заранее заданной) вероятностью P_n , принятой по предшествующему опыту проектирования и эксплуатации в форме [16]:

$$P(t) \geq P_n. \quad (3.5)$$

В некоторых последних работах [6, 13, 26] рекомендуется принимать следующие значения вероятности безотказной работы P_n :

а) в расчетах по *несущей способности*:

– на общую устойчивость: $P_n = 0,9997$ (коэффициент безопасности $\beta = 4$ при нормальном законе распределения);

– на прочность в сечениях (по M , Q , N): $P_n = 0,998$ ($\beta = 3$ –

трехстандартная обеспеченность);

– на местную устойчивость: $P_n = 0,998$ ($\beta = 3$);

– на выносливость: $P_n = 0,98$ ($\beta = 2$).

б) в расчетах эксплуатационной пригодности:

– по общим деформациям: $P_n = 0,95$ ($\beta = 1,64$);

– на продольную трещиностойкость: $P_n = 0,95$ ($\beta = 1,64$)

– на поперечную трещиностойкость и трещиностойкость по наклонным сечениям: $P_n = 0,9$ ($\beta = 1,28$).

Здесь в качестве исходных данных принимались следующие характеристики: а) статистическое распределение нагрузок и воздействий; б) статистическое распределение прочностных возможностей бетона и арматуры; в) расчетная модель распределения внутренних усилий (напряжений) в сечениях; г) расчетный функционал надежности.

Методы теории вероятностей и теории надежности позволяют надлежащим образом истолковать нормативные нагрузки и коэффициенты запаса и открывают пути для их более глубокого изучения. Дальнейшее развитие статистических методов позволит, несомненно, делать различные качественные, а иногда и количественные выводы о закономерностях, лежащих в основе нормативных расчетов. Наконец, статистические методы и методы теории надежности дают теоретическую основу для правильной постановки сбора и обработки статистических сведений, относящихся к нагрузкам, характеристикам материала и другим расчетным параметрам.

Вместе с тем было бы неправильно придавать этим методам абсолютное значение и противопоставлять статистические методы обычным нормативным методам. По своему назначению строительные конструкции должны обладать высокой степенью надежности. Наступление предельного состояния для конструкций, работающих в нормальных условиях, не может рассматриваться как массовое событие. При этом оказывается неприменимым закон больших чисел и статистическое истолкование вероятности. Кроме того, мы почти нигде не располагаем настолько обширными статистическими материалами, чтобы с уверенностью судить о столь малых вероятностях. Поэтому при использовании статистических методов приходится прибегать к недостаточно обоснованной экстраполяции эмпирических распределений в области малых вероятностей. Ввиду этого условный характер вычисляемых вероятностей усугубляется. Наконец, имеется еще одно соображение.

Вероятностное описание условий работы конструкции под нагрузкой является более полным, чем чисто детерминистическое описание, но все же остается теоретической схемой. Ряд эксплуатационных и технологических (притом случайных) факторов приходится исключать из рассмотрения. Между тем в обычных расчетах они неявно учитываются при выборе расчетных коэффициентов.

Таким образом, методы теории вероятностей и теории надежности, несомненно, являются мощным и весьма полезным средством теоретического истолкования, исследования и совершенствования нормативных методов расчета. Подчеркивая их значение для исследования и уточненного расчета, следует в то же время высказать мнение, что нормативные методы расчета конструкций по своей форме должны все же оставаться детерминистическими, а соответствующие расчетные величины и нормативные коэффициенты должны назначаться и корректироваться в первую очередь на основании опыта проектирования, возведения и эксплуатации конструкций.

Успешное развитие нормативных методов расчета конструкций требует дальнейших исследований в области теории и практики надежности конструкций. В частности, к перспективным направлениям относятся накопление экспериментальных данных о нагрузках, об отказах сооружений и конструкций, о величине ущерба, связанного с отказом конструкции, о надежности массовых конструкций, находящихся в типичных условиях эксплуатации, развитие методов статистического контроля качества материалов и изделий заводского изготовления, изучение экономики проектирования, строительства и эксплуатации с целью разработки более совершенных экономических моделей и уточнения их числовых характеристик. Наряду с методами оценки надежности на стадии проектирования важное практическое значение имеют методы и средства профилактики отказов, повышения и сохранения надежности, совершенствование которых требует осуществления широкой программы натурных наблюдений, разработки приборов и аппаратуры, создания научно обоснованных программ исследования и математического обеспечения к ним.

Методам теории надежности принадлежит видная роль в ускорении технического прогресса, в повышении эффективности, качества и экономичности технических разработок и их осуществлений. Экономический эффект от применения методов теории надежности к расчетам сооружений и

машин складывается не только из возможной экономии материалов и средств, но и из предупреждения возможных потерь вследствие отказов, повреждений и катастроф. Помимо основной области применения, теория надежности оказывает сильное влияние на общее повышение качества проектирования и изготовления, на совершенствование технологических процессов. Так, теория указывает на существенный резерв повышения экономической эффективности, который скрыт в возможности уменьшить статистический разброс прочностных характеристик. Создавая более высококачественную и стабильную технологию, совершенствуя методы и технические средства контроля качества, мы можем снизить разброс прочности и получить, таким образом, значительную экономию материалов. Например, более дифференцированное деление материалов по их механическим характеристикам, обеспеченное надлежащими средствами контроля, позволит повысить допустимые напряжения и снизить общие запасы прочности. Статистический анализ нагрузок, их изменчивости и их сочетаний во времени указывает пути для выбора более совершенных схем сооружений и конструкций, наилучшим образом приспособленных к сочетанию нагрузок. Одним из наиболее убедительных примеров может служить современное развитие антисейсмического строительства, которое в известной степени обязано успехам инженерной сейсмологии и теории сейсмостойкости. Но даже и в тех приложениях, где методы теории вероятностей и теории надежности непосредственно еще не применяются, они служат основой для формирования общей системы понятий и комплекса технических требований, позволяющих инженерам различных специальностей находить пути для повышения эффективности и качества.

3.3. Практические рекомендации по повышению живучести балочных конструкций при переменном положении нагрузки и внезапных повреждениях

Рассматриваются элементы новой концепции создания и эксплуатации зданий и сооружений. В ее основу положена современная модель защиты объектов недвижимости, базирующаяся на понятиях *конструктивной безопасности* зданий и сооружений как характеристики неразрушимости в течение расчётного эксплуатационного периода и *живучести* как характеристики неразрушимости при запредельных внешних воздействиях в

течение расчётного эвакуационного промежутка времени. В качестве фрагмента разрабатываемой теории приводится решение задачи о критериях живучести железобетонных коррозионно-повреждаемых конструктивных систем в запредельных состояниях [64].

Внезапные изменения структуры конструкции при запроектных воздействиях являются одним из основных факторов, определяющих не только картину ее напряженно-деформированного состояния и характер выключения связей и отдельных элементов, но и картину разрушения конструктивной системы в целом. Иными словами по характеру структурных изменений можно оценивать степень конструктивной нелинейности системы и, как следствие, ее живучесть.

В работе [46] приведены некоторые результаты исследования по формированию критериев живучести железобетонных балочных и рамных конструкций от воздействий, вызывающих внезапные структурные изменения в этих конструкциях.

В работе [46] были представлены расчетные зависимости для оценки живучести рамно-стержневых конструктивных систем при внезапных структурных изменениях в таких системах от накопления в них коррозионных повреждений. Квазистатический расчет рассматриваемых конструкций выполнен с использованием неординарного смешанного метода расчета статически неопределимых систем.

Особенностью рассматриваемого варианта смешанного метода является то, что основная система неразрезной балки (рис. 3.3) или рамы (рис. 3.4) выбирается в виде шарнирного полигона с удаленными в местах возможного выключения связями и заменой их неизвестными $M_j (j=1, 2, \dots, k)$. Если при удалении связей образуется геометрически изменяемая основная система, то накладываются дополнительные связи $Z_m (m=k+1, \dots, n)$.

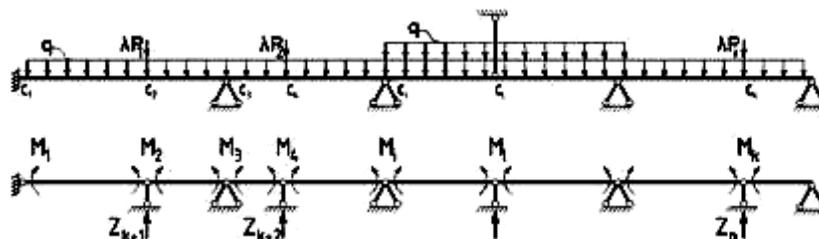


Рис. 3.3. Заданная (а) и основная (б) системы смешанного метода при расчете неразрезных балок

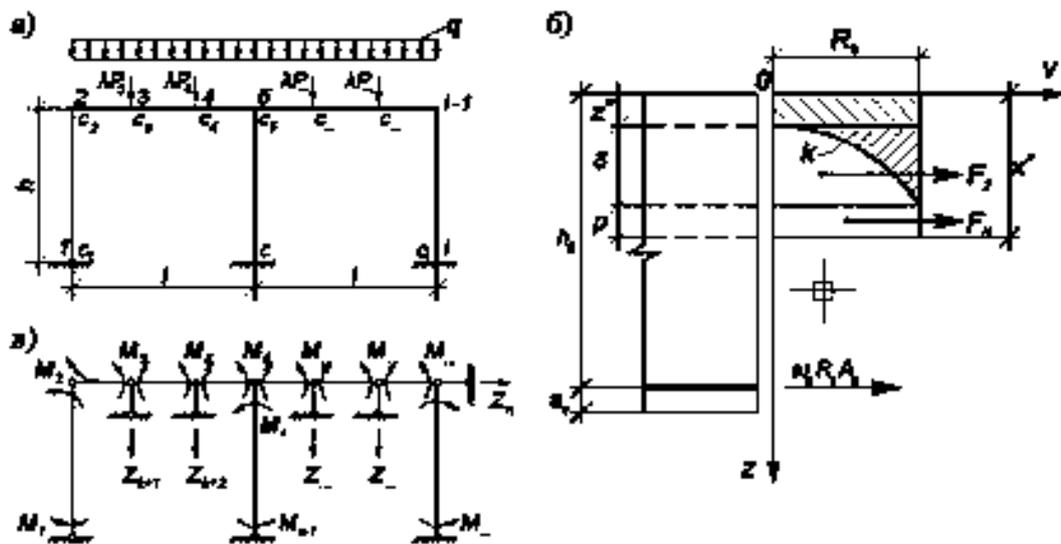


Рис. 3.4. Заданная (а), основная (б) системы рамы и расчетная схема поперечного сечения железобетонного элемента (в)

Пусть при значении параметра нагрузки $\lambda = \lambda_m$ в системе выключится i -ая связь. Выключение связи произойдет в том случае, когда усилие в ней достигнет предельного значения. На рис. 3.4, а эти сечения обозначены соответственно c_1, c_2, \dots, c_l . Найти значение параметра λ_m можно, используя канонические уравнения смешанного метода:

$$\begin{vmatrix} \vec{A} & \vec{B} \\ \vec{C} & \vec{0} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \vec{M} \\ \vec{Z} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \vec{\Delta}_q \\ \vec{R}_q \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} 0 \\ \vec{r}_p \end{vmatrix} \cdot \lambda = 0, \quad (3.6)$$

где $\vec{A}, \vec{B}, \vec{\Delta}_q, \vec{C}, \vec{D}, \vec{R}_q, \vec{r}_p$ – матрицы коэффициентов неизвестных M_j и Z_m смешанного метода.

В развернутом виде система уравнений (1) имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^{j-k} \delta_{ij} \cdot M_j + \sum_{j=1}^{j-k} \delta'_{ij} \cdot Z_j + \sum_{i=1}^{j-k} \Delta_{iq} + \sum_{i=1}^{j-k} \delta_{ip} \cdot \lambda = 0, (j=1, 2, \dots, k) \\ \sum_{j=k+1}^{j-n} r'_{ji} \cdot M_j + 0 + \sum_{j=k+1}^{j-n} R_{iq} + \sum_{j=k+1}^{j-n} r_{ip} \cdot \lambda = 0, (j=1, 2, \dots, n) \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

где $\delta_{ij}, \delta'_{ij}, r'_{ji}$ – коэффициенты при неизвестных (единичные перемещения и реакции) смешанного метода расчета статически неопределимых систем; Δ_{iq} и R_{iq} – грузовые коэффициенты (перемещение и реакции соответственно) от постоянной нагрузки; δ_{ip} – перемещение по направлению i -ой удаленной связи от внешней параметрической нагрузки при $\lambda=1$; r_{ip} – реакция в i -ой наложенной связи основной системы от внешней параметрической нагрузки

при $\lambda=1$.

За критерий живучести системы принимается величина действующей на нее нагрузки, равная величине нагрузки, при которой рассматриваемая система переходит в изменяемую систему (без лишних связей). Для превращения n -раз статически неопределимой системы в геометрически изменяемую систему необходимо исключить из нее не менее $(n+1)$ связей. Методами строительной механики определяется величина нагрузки, которая вызывает изменяемость системы. При внезапном приложении запроектной нагрузки в условиях чрезвычайных ситуаций природного или техногенного характера в конструктивной системе возникают динамические догружения и при расчете к величине статической нагрузки должна добавляться динамическая составляющая. На начальном этапе часть нагрузки q , при действии которой не происходит выключения связей (например, собственный вес), считается постоянной. Остальная часть – переменная нагрузка или коррозионное повреждение, изменяется пропорционально одному параметру $\lambda_{(m)}$, т.е. параметрическим. Причем изменение переменной нагрузки происходит пропорционально этому параметру.

Таким образом, в данном случае постановка задачи расчета рамы на первом этапе сводится к определению предельной величины параметра $\lambda_{(m)}$, при котором в раме образуется m -й шарнир, нагруженный статической нагрузкой, в условиях внезапного аварийного динамического догружения [3; 4].

Формализация представленного критерия живучести рассматриваемых конструктивных систем может быть выполнена решением системы уравнений (3.8):

$$\begin{vmatrix} \vec{M} \\ Z \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \vec{M}_q \\ Z_q \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \vec{m}_p \\ z_p \end{vmatrix} + \lambda_{(m)}. \quad (3.8)$$

Для принятой двучленной формы записи грузовых коэффициентов, значения усилий в выключающихся связях от суммарного воздействия заданной и параметрической нагрузок определяются по формуле

$$M_j = M_{jq} + m_{jp} \lambda \quad (j=1, 2, \dots, k), \quad (3.9)$$

где M_{jq} и m_{jp} – соответственно j -е элементы матриц-столбцов \vec{M}_q и \vec{m}_p .

Выключение связи произойдет в том случае, когда усилие в ней достигнет предельного значения. Тогда для всех усилий в выключающихся связях

должна удовлетворяться система неравенств:

$$|M_j| = |M_{jq} + m_{jp} \cdot \lambda| \leq M_{j,np}^{\circ} \quad (j = 1, 2, \dots, k), \quad (3.10)$$

где $M_{j,np}^{\circ}$ – предельное значение динамического момента в j -й связи определенное по значению ресурса силового сопротивления сечения элемента с учетом динамической прочности бетона сжатой зоны.

Ресурс силового сопротивления, например, для изгибаемого элемента по нормальному сечению (рис. 3.4,б), оцениваемый по предельному усилию в сжатом бетоне, для поврежденного коррозией бетона определяется из выражения [46]:

$$M^{\circ} = F_2 \cdot r_{s,2} + F_H \cdot r_{S,H}, \quad (3.11)$$

где F_2, F_H и $r_{s,2}, r_{S,H}$ – действующие в переходной и неповрежденной областях сжатого бетона силы и соответствующие им моментные плечи относительно центра тяжести растянутой арматуры, выраженные как функции толщины поврежденной, частично поврежденной и неповрежденной областей сжатого бетона высотой x^* .

Используя предложенную профессором В.М. Бондаренко слоистую расчетную модель сжатого бетона для поврежденного коррозией железобетонного элемента, значение предельной глубины повреждения может быть определено с помощью так называемой функции повреждений, которая записывается в форме полинома:

$$k(z) = \sum_{i=0}^{i=2} a_i z_i. \quad (3.12)$$

Из геометрических условий (см. рис. 2,б) находим: - при $z=0$, $k=0$; - при $z=\delta$, $k=1$ и $\frac{dk}{dz} = 0$.

Отсюда находим значение коэффициента a_i ($i = 0, 1, 2$):

$$a_0 = 0; \quad a_1 = \frac{2}{\delta}; \quad a_2 = -\frac{1}{\delta^2}. \quad (3.13)$$

Поскольку a_i при $z^* > 0$ находится только из геометрических условий, то функция повреждений k остается единой для всех характеристик силового сопротивления поврежденного бетона: прочности, модуля мгновенной деформации, ползучести и т.п.

Численная реализация представленного критерия живучести (λ_m)

железобетонных рамно-стержневых систем выполнена применительно к конструкциям неразрезных балочных и рамных систем, экспериментальные исследования которых выполнены ранее Г.А. Гениевым, Н.В. Ключевой, А.И. Демьяновым, О.А. Ветровой, Е.А. Скобелевой. Результаты расчетов по определению параметра живучести λ_m опытной и расчетной схем разрушения для рассматриваемых конструктивных систем приведены в приложение 1.

3.4. Стратегии дальнейшей эксплуатации железнодорожных мостов

Работы по ремонту целесообразно планировать и проводить на момент появления коррозионных трещин. Проведение мероприятий ранее указанного времени не имеет достаточного обоснования, поскольку разброс значений времени начала коррозии арматуры может составлять до 10 лет.

Условие, при котором целесообразно провести расчет на воздействие ремонтных работ выражается неравенством ($Z_{tcci} > p_{ser}$, причем разница между этими величинами должна составлять около 0.5).

Под ремонтными работами подразумевается комплекс мероприятий, направленных на повышение надежности и долговечности путем предотвращения развития коррозии рабочей арматуры ребра. Результаты расчета применимы для тех случаев ремонта, которые предусматривают полную срубку защитного слоя с нижней поверхности ребра; удаление карбонизированного слоя, арматурные стержни очищаются от ржавчины. Удаленный бетон заменяется ремонтным слоем.

В этом случае поврежденная арматура оказывается в среде, которая практически полностью исключает коррозию. Предполагается, что после ремонта арматура совсем не корродирует, идет стадия проникновения агрессивных веществ в ремонтный слой, начиная с момента проведения ремонтных работ.

Для оценки результатов ремонта необходимо провести следующие действия:

1. Рассчитать интервал времени от момента проведения ремонтных работ до растрескивания ремонтного защитного слоя t_{cc2} по табл.2933 . Исходные данные:

- *Климатическая зона* – по месту расположения объекта.
- *Диаметр стержней арматуры* – принимается по результатам измерений непрокорродировавшего сечения.

- *Толщина защитного слоя* принимается равной минимальной толщине ремонтного слоя.

- *Параметр P* – не менее 0.5 – считаем что именно такому значению соответствуют параметры стыка между старым бетоном и новым защитным слоем.

- *Характер агрессивного воздействия* – по начальным условиям эксплуатации.

2 . Рассчитать индекс надежности по табл. 32-37 на период времени по продолжительности равный отрезку от t_{cc1} до t_{ser} включительно. Исходные данные взять те же, что и в п.1. За начальный индекс надежности принять значение параметра на момент начала проведения ремонта. При использовании табл. 31-36 отсчет времени вести с 0 лет (заново).

3 . Проведение ремонта целесообразно, если до достижения расчетного срока службы t_{ser} рассчитанные значения индекса надежности не принимают значения менее β_{ser} .

На рис. 3.7 изображена ситуация, когда $\beta(t)=\beta(t_{ser})$. Обеспеченность такого события составляет 0.95 - уровень вероятности, которая заложена в расчете [13].

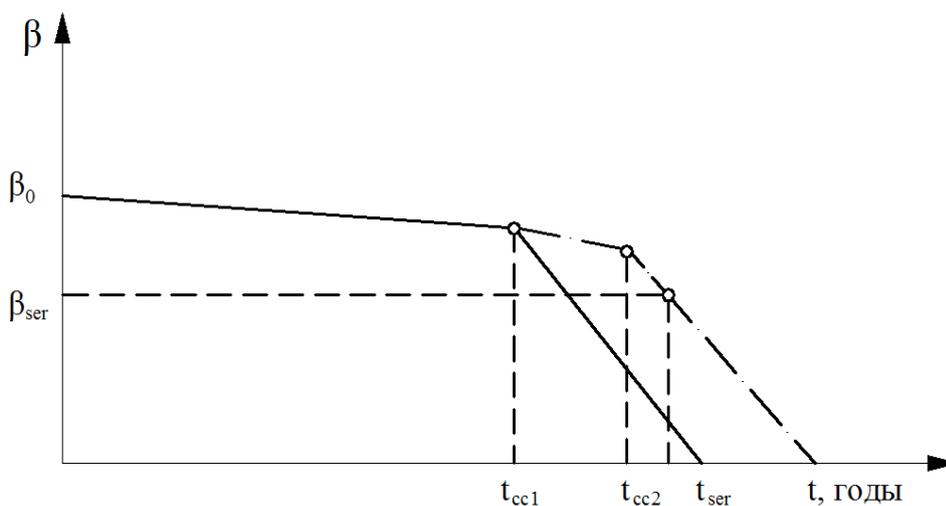


Рис. 3.7. Увеличение срока службы после проведения ремонта

Если ремонтные работы не в состоянии обеспечить выполнение условия по надежности, производится оценка влияния мероприятий по усилению балок.

Усиление балок повышает несущую способность элемента по восприятию нагрузки. Соответственно увеличивается и индекс надежности по изгибающему моменту. Усиление балок предполагает ситуацию, когда

защитный слой еще не растрескался ($t < t_{cc1}$) а индекс надежности менее проектного ($\beta_t < \beta_{ser}$).

В зависимости от метода усиления защитный слой остается или практически нетронутым (шпренгельные методы), или удаляется и заменяется новым (усиление швеллерами, утепластиковыми полосами). От этого зависит и порядок оценки влияния усиления на надежность и долговечность. Расчет проводится в предположении, что индекс надежности элементов усиления не изменяется во времени.

При усилении способами, не требующими демонтажа защитного слоя, выполняются следующие действия.

1. Рассчитать начальный индекс надежности соответствующий совместной работе балки и конструкций усиления.

2. Рассчитать изменение индекса надежности усиленного элемента во времени

$$\beta_{\Sigma t} = \beta t + (\beta_{\Sigma 0} - \beta t u) \quad (3.21),$$

где $\beta_{\Sigma 0}$ – начальный индекс надежности балки с элементами усиления по восприятию изгибающего момента; β_t – индекс надежности балки без усиления по восприятию изгибающего момента; β_{tu} – индекс надежности балки на момент проведения усиления.

При этом характеристики усиления принимаются средние за весь период проектного срока службы конструкций усиления.

3. Проведение усиления целесообразно, если до достижения расчетного срока службы t_{ser} рассчитанные значения индекса надежности $\beta_{\Sigma 0}$ не принимают значения менее β_t даже при растрескивании защитного слоя вследствие коррозии арматуры.

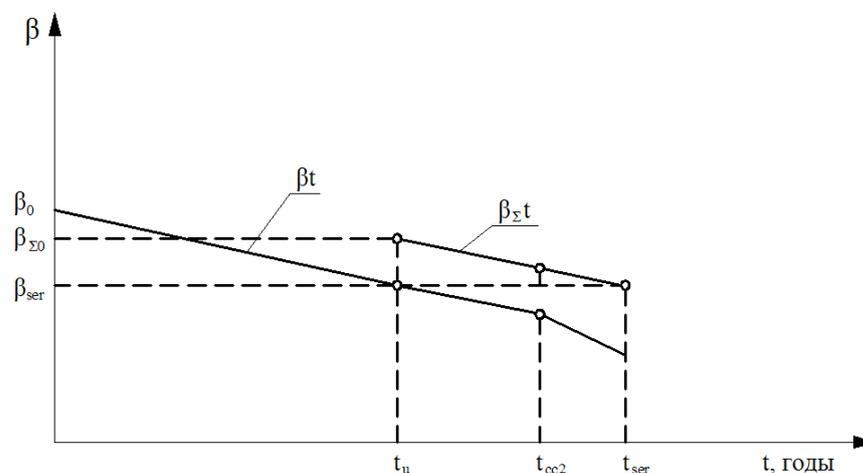


Рис. 3.8. Увеличение срока службы балки вследствие проведения усиления

При усилении балки способами, предполагающими демонтаж защитного слоя, выполняются следующие действия.

1. Рассчитать начальный индекс надежности соответствующий совместной работе балки и конструкций усиления.
2. Рассчитать изменение индекса надежности усиленного элемента во времени

$$\beta_{\Sigma t} = \beta t + (\beta_{\Sigma 0} - \beta t u) \quad (3.22),$$

где: $\beta_{\Sigma 0}$ – начальный индекс надежности балки с элементами усиления по восприятию изгибающего момента; β_t – индекс надежности балки без усиления по восприятию изгибающего момента. Поскольку защитный слой заменяется, то данный параметр пересчитывается по пп. 1-2 для случая проведения ремонта; β_{tu} – индекс надежности балки на момент проведения усиления. При этом характеристики усиления принимаются средние за весь период проектного срока службы конструкций усиления.

3. Проведение усиления целесообразно, если до достижения расчетного срока службы t_{ser} рассчитанные значения индекса надежности $\beta_{\Sigma 0}$ не принимают значения менее β_{ser} даже при растрескивании защитного слоя вследствие коррозии арматуры.

На рис. 3.8 изображена ситуация, когда $\beta(t) = \beta(t_{ser})$. Обеспеченность такого события составляет 0.95 - уровень вероятности, которая заложена в расчете.

Индекс надежности можно увеличить искусственным путем, ограничив массу пропускаемых по мосту транспортных средств. Расчет по выше изложенной методике приведен в приложение 2.

Выводы по главе III

1. Рассмотрены дефекты и повреждения железобетона мостовых конструкций, природа и стадии их появления, степень влияния на надежность конструкции. По литературным и опытным данным, по результатам натурных обследований показано, что в течение достаточно короткого срока свойства балок претерпевают значительные изменения.

2. В зависимости от конкретного случая, под влиянием временных нагрузок и воздействием внешней среды, происходит более или менее

существенное снижение долговечности. При этом основной и наиболее распространенной причиной этого является воздействие углекислого газа воздуха и хлоридов в составе антиобледенителей, влекущее за собой коррозию арматуры.

3. Проведен анализ отечественных и зарубежных нормативных документов, устанавливающих уровень надежности и нормирующих долговечность материалов элементов мостовых сооружений. Рассмотрены вероятностные подходы в проектировании и расчетах сооружений. Сделан вывод об отсутствии единых нормативов, позволяющих рассчитать уровень надежности элемента конструкции и ее долговечность.

4. Обоснована актуальность проблемы расчета долговечности железобетонных мостовых балок с преднапрягаемой арматурой. Основным способом решения данной задачи предложено считать развитие метода расчета конструкций по предельным состояниям с полувероятностного до вероятностного уровня, с учетом развития во времени деградиационных процессов в железобетоне. В качестве параметра, характеризующего состояние сооружения, принят индекс надежности.

5. Предложена модель расчета глубины карбонизации на основе уравнения Зельдовича. Такой подход позволяет учитывать характеристики агрессивной среды, параметры поровой структуры бетона (включая кольтматацию пор), химические аспекты процесса. В качестве основы для модели проникновения хлоридов выбрано следствие из первого закона Фика. Составленные модели соответствующим образом проверены и протестированы, результаты сопоставлены с экспериментальными данными и данными натурных обследований.

6. Предложена модель по расчету индекса надежности по изгибаемому моменту в середине пролета железобетонной балки. В основу положен метод линеаризации данных. На основе данной модели составлена программа на языке Visual Basic 6, позволяющая учитывать температурно-влажностные характеристики климатической зоны и их декадные колебания. Результаты расчетов протестированы, проверены. Сделан вывод о соответствии опытным и натурным данным.

7. Показано, что в условиях воздействия только углекислого газа воздуха и совместно с хлоридами антиобледенителей, срок службы балок может иметь разницу до 50%. Уменьшение толщины защитного слоя в два раза сокращает срок службы балок на 20-30 лет в зависимости от условий

эксплуатации. Влияние водоцементного отношения, определяющего пористую структуру, также велико: при увеличении В/Ц с 0,3 до 0,6 срок службы сокращается на 50-60%. В условиях более теплого климата карбонизация карбонизация развивается интенсивнее, разница в сроке службы при эксплуатации в 1 и 4 климатической зоне составила 40 лет. Применение хлоридов сокращает срок службы балок, при этом в условиях холодного климата, срок службы меньше. Разница при эксплуатации в 1 и 3 зонах достигает 10 лет.

8. На основе результатов, полученных с помощью программы, составлена методика оценки долговечности балок из непреднапряженного железобетона пролетом до 18м на основе существующих типовых проектов. Методика позволяет определить время начала коррозии нижней рабочей арматуры ребра, время появления коррозионных трещин, необходимость и способы проведения ремонтных работ исходя из заданного уровня надежности и расчетного срока эксплуатации. Исходными данными являются проектные геометрические и прочностные характеристики, определяющие начальный уровень надежности; толщина защитного слоя, климатическая зона расположения объекта, наличие/отсутствие хлор-ионов в бетоне (вследствие воздействия антиобледенителей). Расчет ведется в табличной форме, рекомендуется графическое отображение результатов. Текст методики включает примеры.

Выводы по диссертации

Имеются многочисленные исследования, посвященные проблемам повышения долговечности конструкций мостов в условиях коррозии бетона и арматуры. Однако до настоящего времени по результатам этих данных трудно количественно оценить грузоподъемность эксплуатируемых пролетных строений мостов и прогнозировать запаса прочности для планирования межремонтных сроков. Таким образом, исследование, направленное на разработку эффективных способов учета в расчетах пролетных строений влияния коррозии бетона и арматуры, является актуальной проблемой, имеющей важное народнохозяйственное значение.

1. Одним из основных повреждений железобетонных пролетных строений автодорожных мостов является коррозия бетона и арматуры, представляющего собой необратимый процесс, ухудшающий характеристики

и состава бетона и арматуры.

2. Основным средством борьбы против наледи на мостах в настоящее время является использование солей. В результате химического анализа установлено, что в применяемой соли в Республике Узбекистан массовая доля хлористого натрия больше чем у солей, применяемых в других странах.

3. Резко континентальный климат Узбекистана, использование солей с высоким содержанием хлоридов против наледи и низкий уровень эксплуатации мостов может привести к массовому ухудшению состояния железобетонных пролетных строений автодорожных мостов и снижения их ресурса и эксплуатационной надежности.

4. Развитие трещинообразования в структуре бетона в процессе многократного повторного приложения нагрузок может характеризоваться критическим коэффициентом интенсивности напряжений. Это позволяет создать основы использования теоретических положений механики разрушения для разработки способов прогнозирования ресурса железобетонных пролетных строений мостов.

5. Предлагается методика для практического определения величины критического коэффициента интенсивности напряжений в реальных мостовых железобетонных конструкциях. Приводятся статистические значения разброса величины K_{Ic} , используемые при невозможности проведения большого числа испытаний.

6. Разработана математическая модель прогнозирования критического коэффициента интенсивности напряжений K_{Ic} в зависимости от количества циклов нагружения, уровня напряженности бетона и характеристики цикла нагружения.

7. Разработана математическая модель изменения критического коэффициента K_{Ic} в реальных конструкциях при привлечении современных методов теории Агути.

8. Рассмотрены дефекты и повреждения железобетона мостовых конструкций, природа и стадии их появления, степень влияния на надежность конструкции. По литературным и опытным данным, по результатам натурных обследований показано, что в течение достаточно короткого срока свойства балок претерпевают значительные изменения.

9. В зависимости от конкретного случая, под влиянием временных нагрузок и воздействием внешней среды, происходит более или менее существенное снижение долговечности. При этом основной и наиболее

распространенной причиной этого является воздействие углекислого газа воздуха и хлоридов в составе антиобледенителей, влекущее за собой коррозию арматуры.

10. Проведен анализ отечественных и зарубежных нормативных документов, устанавливающих уровень надежности и нормирующих долговечность материалов элементов мостовых сооружений. Рассмотрены вероятностные подходы в проектировании и расчетах сооружений. Сделан вывод об отсутствии единых нормативов, позволяющих рассчитать уровень надежности элемента конструкции и ее долговечность.

11. Обоснована актуальность проблемы расчета долговечности железобетонных мостовых балок с преднапрягаемой арматурой. Основным способом решения данной задачи предложено считать развитие метода расчета конструкций по предельным состояниям с полувероятностного до вероятностного уровня, с учетом развития во времени деградационных процессов в железобетоне. В качестве параметра, характеризующего состояние сооружения, принят индекс надежности.

12. Предложена модель расчета глубины карбонизации на основе уравнения Зельдовича. Такой подход позволяет учитывать характеристики агрессивной среды, параметры поровой структуры бетона (включая кольматацию пор), химические аспекты процесса. В качестве основы для модели проникновения хлоридов выбрано следствие из первого закона Фика. Составленные модели соответствующим образом проверены и протестированы, результаты сопоставлены с экспериментальными данными и данными натурных обследований.

13. Предложена модель по расчету индекса надежности по изгибаемому моменту в середине пролета железобетонной балки. В основу положен метод линеаризации данных. На основе данной модели составлена программа на языке Visual Basic 6, позволяющая учитывать температурно-влажностные характеристики климатической зоны и их декадные колебания. Результаты расчетов протестированы, проверены. Сделан вывод о соответствии опытным и натурным данным.

14. Показано, что в условиях воздействия только углекислого газа воздуха и совместно с хлоридами антиобледенителей, срок службы балок может иметь разницу до 50%. Уменьшение толщины защитного слоя в два раза сокращает срок службы балок на 20-30 лет в зависимости от условий эксплуатации. Влияние водоцементного отношения, определяющего

пористую структуру, также велико: при увеличении В/Ц с 0,3 до 0,6 срок службы сокращается на 50-60%. В условиях более теплого климата карбонизация карбонизация развивается интенсивнее, разница в сроке службы при эксплуатации в 1 и 4 климатической зоне составила 40 лет. Применение хлоридов сокращает срок службы балок, при этом в условиях холодного климата, срок службы меньше. Разница при эксплуатации в 1 и 3 зонах достигает 10 лет.

15. На основе результатов, полученных с помощью программы, составлена методика оценки долговечности балок из преднапряженного железобетона пролетом до 18м на основе существующих типовых проектов. Методика позволяет определить время начала коррозии нижней рабочей арматуры ребра, время появления коррозионных трещин, необходимость и способы проведения ремонтных работ исходя из заданного уровня надежности и расчетного срока эксплуатации. Исходными данными являются проектные геометрические и прочностные характеристики, определяющие начальный уровень надежности; толщина защитного слоя, климатическая зона расположения объекта, наличие/отсутствие хлор-ионов в бетоне (вследствие воздействия антиобледенителей). Расчет ведется в табличной форме, рекомендуется графическое отображение результатов. Текст методики включает примеры.

Литература

1. Каримов И.А. «Центральная Азия как трансконтинентальный транспортный мост: потенциал и перспективы развития». Доклад президента Республики Узбекистан на международной конференции. Ташкент, 19 ноября 2007.
2. Доклад Президента Республики Узбекистан Ислама Каримова на заседании Кабинета Министров, посвященном итогам социально-экономического развития страны в 2014 году и важнейшим приоритетным направлениям экономической программы на 2015 год. <http://uza.uz/ru/politics/-respubliki-uzbekistan-islama-karimova-na-z-17-01-2015>.
3. КМК 2.01.03-96. Строительство в сейсмических районах. Ташкент, Госкомархитектстрой РУз, 1996, с. 59.
4. КМК 2.03.01-96. Бетонные и железобетонные конструкции. Ташкент, Госкомархитектстрой РУз, 1997. - 79 с.

5. КМК 2.05.03-96. «Мосты и трубы. Ташкент, Госкомархитектстрой РУз, 1997. -199с.
6. КМК 2.03.01-96 «Бетонные и железобетонные конструкции». Ташкент, Госкомархитектстрой РУз, 1996. - 79 с.
7. КМК 2.01.07-97 «Нагрузки и воздействия». Ташкент, Госкомархитектстрой РУз.
8. КМК 3.06.07-97. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. Ташкент, Госкомархитектстрой РУз.
9. КМК 2.03.11-97. Защита строительных конструкций от коррозии. Госкомархитектстрой РУз.
10. КМК 3.04.03-97. Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии. Госкомархитектстрой РУз.
11. Авиром Л. С. Надежность конструкций сборных зданий и сооружений. Л.: Стройиздат, 1971. - 215 с.
12. Алексеев С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне. – М.: Стройиздат, 1967. - 231 с.
13. Анисимов А. В. Деградационные процессы в железобетоне мостовых конструкций. методы оценки и прогнозирования. Мордовский Государственный Университет имени Н.П. Огарева. Саранск .2003. – 196 с.
14. Артамонов В.С. Молгина Г.М. Защита железобетона от коррозии. - М.: Стройиздат , 19 67. – 127 с.
15. Ашрабов А. А., Раупов Ч. С. Основные определения и количественные показатели надежности строительных систем. Учебное пособие для студентов (бакалавров и магистров) и аспирантов строительного профиля. ТашИИТ, 2005. – 83 с.
16. Ашрабов А.А., Раупов Ч. С. Методы вероятностных расчетов строительных конструкций. Учебное пособие для студентов (бакалавров и магистров) строительного профиля. ТашИИТ. 2005. – 111 с.
17. А.А.Ашрабов, Ч.С.Раупов. Техническая диагностика и реабилитация строительных конструкций. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть I и II. 2007. – 75 с. и – 95 с.
18. Ашрабов А. А., Раупов Ч. С. Метод предельных состояний в проектировании конструкций зданий и сооружений. Учебное пособие для студентов (бакалавров и магистров) строительного профиля. ТашИИТ, 2005. – 50 с.
19. Бабушкин В.И. Физико-химические процессы коррозии бетона и

железобетона. М.: Стройиздат, 1968, - 187 с.

20. Байков В.Н. Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. (Общий курс). - М.: Стройиздат, 2002. - 728 с.

21. Бондаренко В. М., Иосилевский Л. И., Чирков В. П. Надежность строительных конструкций и мостов. - Изд. Академии Архитектуры и Строительных Наук, М., 1996. - 220 с.

22. Бондаренко В.М., Меркулов С.И. Развитие теории реконструированного железобетона //Проблемы обеспечения безопасности строительного фонда России: Материалы III Международных академических чтений РААСН. – Курск, Изд-во Курск ГТУ, 2004. с. 10–22.

23. Болотин В. В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат. 1982. – 288 с.

24. Бородай Д. И. Оценка долговечности железобетонных элементов мостов на стадии проектирования с учетом воздействия агрессивной среды и напряженно деформированного состояния. Донбасская национальная академия строительства и архитектуры. Сучасні будівельні матеріали Випуск 2010_1(81).

25. Васильев А.Н. Расчетные сроки эксплуатации мостов. //Транспортное строительство, 1980 - №3 – с. 16-18.

26. Васильев А.И. Вероятная оценка остаточного ресурса физического срока службы железобетонных мостов. // Проблемы нормирования и исследования потребительских свойств мостов. Сборник. /ЦНИИС. – М.: 2002. Вып. 20.8 – с. 101-121.

27. Васильев А.И. До Минь Хиус. Вероятная оценка износа железобетонных конструкций. //Транспортное строительство, 2009 - №3 – с. 18-20.

28. Ганиев И. Г., Эрбоев Ш. О. Результаты обследования и испытания эксплуатируемых пролётных строений железнодорожных мостов условиях сухого жаркого климата. Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте: Тезисы VII Международной конференции. Санкт-Петербург, 2008 год. 23-24 апреля с. 50-52.

29. Ганиев И. Г., Эрбоев Ш. О. Результаты обследования пролётных строений железобетонных железнодорожных мостов. Научно-технический журнал: Проблемы архитектуры и строительства. -2007. Ташкент. -№2.-с-16-18

30. Ганиев И.Т. Совершенствование способов усиления

железобетонных пролетных строений автодорожных мостов. (Диссертация на Канд. Техн. Наук.: 05.23.15. – Ташкент,: 1997.

31. Гершберг О. А. Технология бетонных и железобетонных изделий. Стройиздат, 1954

32. Гордон С.С. Прогноз долговечности железобетонных конструкций. //Бетон и железобетон. – 1992. - №6 – с. 23-25.

33. Дмитриев, Ю.В. Надежность конструкций и оснований транспортных сооружений: Учеб. пособие / Ю.В. Дмитриев. – Хабаровск: Изд-во ДВГУПС, 2003. – 110 с.

34. Дмитриев, Ю.В. Техническая диагностика и эксплуатационная надежность железнодорожных малых искусственных сооружений: Монография / Ю.В. Дмитриев. – Хабаровск: ДВГУПС, 1999. – 208 с.

35. Дубинчик О.И. Ресурс железобетонных пролетных строений мостов при изменяющихся условиях режима эксплуатации. Автореферат канд. Техн. Наук. : 05.23.15. – Ташкент, 2000.18 с.

36. Дубинчик О.И. Влияние коррозии бетона и арматуры на долговечность железобетонных пролетных строений мостов. 2004. (ДИИТ)

37. Н.П. Ведение в коррозионную защиту металлов . М.: Металлургия, 1980.

38. Жук Н.П. Курс коррозии и защита металлов. М.: Металлургия, 1968. – 408 с.

39. Иосилевский Л.И. Проблемы надежности железобетонных мостовых конструкций // Бетон и железобетон. – 1999.-№1 (496). – с. 23-27.

40. Иосилевский Л.И., Федулов Й.В. Прогнозирование сроков службы железобетонных пролетных строений. //Путь и путевое хозяйство. 1997. - № 8. С. 11 - 14: ил.

41. Иосилевский Л.И., Щербаков Е.Н., Мамажанов Р. Прогнозирование ресурса элементов, подверженных режимным нагрузениям // Докл. АН УзССР. – 1989. - №12. – с. 18-20.

42. Иосилевский Л.И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов. – М: НИЦ «Инженер», 2005 – 293 с.

43. Иосилевский Л.И. Долговечность преднапряженных железобетонных пролетных строений мостов. - М.: Транспорт, 1967. –286 с.

44. Камбаров Х.У., Сайдуллаев К.А., Ризаев Б.Ш. Влияние сухого жаркого климата на прочность бетона (Расчет, проектирование испытание железобетонных конструкций предназначенных для эксплуатации в условиях

сухого жаркого климата). Ташкент: ТашПИ, 1984. с. 29–31

45. Кулиш В.И. Повышение эксплуатационной надежности сталежелезобетонных мостов / В.И. Кулиш. – М.: Транспорт, 1992. – 104 с.

46. Ключева Н.В., Андросова Н.Б. О критериях живучести железобетонных коррозионно-повреждаемых конструктивных систем в запредельных состояниях. Орловский государственный технический университет. 2009-04-01.

47. Коррозионная стойкость бетона и стальной арматуры. Под. Ред. В.М. Москвина . НИИЖБ Труды института. 1974 Вып. 15. -123 с.

48. Коррозия железобетона и методы защиты. Под ред. В.М. Москвина .(сб.тр. НИИЖБ.- М.: Стройиздат – 1960. – Вып.11. – 64 с.

49. Коробко В.И., Коробко А.В. Контроль качества строительных конструкций. Виброакстические технологии. Изд. АСВ., М.: 2003 – 287 с.

50. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. Под ред. В. М. Москвина. - М.: Строй-издат, 1980. - 536 с.

51. Красин Н. А., Мамажонов Р. К. Обследования и испытания пролетных строений мостов, эксплуатируемых в условиях сухого жаркого климата // Строительство и архитектура Узбекистана. -1990. - №3. - с. 32-34

52. Кудилин В.И. Совершенствование диагностики технического состояния строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство, 2003 - №2. – с. 14-17.

53. Кудзис А. П. Оценка надежности железобетонных конструкций.– Вильнюс: Маклас, 1985. – 156с.

54. Лужин О. В. Вероятностные методы расчета сооружений. - М.: Стройиздат, 1983. - 94 с

55. Люблинский Е.А. Что нужно знать о коррозии. – Л.: Лениздат.,- 1980. – 190 с.

56. Мамажанов Р. Вероятностная модель прогнозирования ресурса элементов транспортных сооружений в стадии проектирования // Докл. Ан УзССР. - №10. – 1988. – с. 18-19.

57. Мамажанов Р. Вероятностное прогнозирование ресурса железобетонных пролетных строений мостов. – Ташкент: Фан. – 1993. – 156с.

58. Мамажанов Р.К., Низамутдинова Р.З., Кильдеева О.И. Результаты обследования железнодорожных железобетонных мостов // Тр. Международной научно-технической конференции /ГАДИ. – 1996. – с. 102-105.

59. Мамажанов Р. Основы теории прогнозирования ресурса железобетонных мостов для Средней Азии. – автореф. Дис. ... док. Техн. наук: 05.23.15, 05.23.05 / ЦНИИС. – М., 1989. – 41 с.

60. Мамажанов Р. Практический способ расчета железобетонных пролетных строений мостов // Трансп. стр-во. – 1989. - №3 – с. 19-20.

61. Мамажанов Р. Прогнозирование процесса накопления повреждений в элементах, подверженных режимным нагрузениям // Изв. АН УзССР. Серия техн. наук. – 1989. - №2. – с. 22-25.

62. Мамажанов Р. Результаты обследования и испытания железобетонных мостов, эксплуатируемых в условиях Средней Азии // Надежность искусственных сооружений. – М., 1988. – с. 36-41.

63. Мамажанов Р.К., Щербаков Е.Н. Прогнозирование механических свойств бетона в расчетах железобетонных конструкций. Ташкент: Фан. 1995. – 152 с.

64. Мамажанов Р.К. Основы проектирования мостовых конструкций с назначенным ресурсом. Теория и технология бетона и железобетона. Ташкент. 1998. С. 26-31.

65. Мамажанов Р. К., Дубинчик О. И. Коррозия арматуры в железобетонных пролетных строениях мостов / Р. К. Мамажанов, О. И. Дубинчик // Транспорт. Наука, техника, управление. - 2000. - № 6. - С. 50.

66. Методы прогнозирования оставшегося срока службы бетона в сооружениях. Доклад // Национальный институт стандартов и технологий США (NIST). – 1992. – пер. №4954.

67. Мельчаков А.П. Расчет и оценка риска аварии и безопасного ресурса строительных объектов. (Теория, методики и инженерные приложения): Учебное пособие. – Челябинск: Издательство ЮУрГУ, 2006. – 49 с. Милованов А.Ф., Камбаров Х.У. Расчет железобетонных конструкций для условий жаркого климата. Ташкент.: «Укитувчи»,- 1991. – 176 с.

68. Москвин В.М. Защита строительных конструкций от коррозии. Материалы координ. Сопещания. – М. : Стройиздат, 1971. – 144 с.

69. Низамутдинова Р.З. Ресурс железобетонных пролетных строений мостов на железнодорожных линиях промышленных предприятий / ТашиИТ. Дисс. на осик. уч. степени к.т.н. 05.23.15. – Ташкент, 1994.

70. Орлов В.Г. м др. Оценка мостовых сооружений // Путь и путевое хозяйство, 2002. - №7 – с. 30-31.

71. Осипов В.О. Долговечность металлических пролетных

строений железнодорожных мостов. - М.: Транспорт, 1982. - 287 с.

72. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.

73. Ризаев Б.Ш., Холмирзаев С.А. Изменение температуры по толщине внецентренно-сжатых колонн из тяжелого бетона при воздействии солнечной радиации (Сб. научных трудов Наманганского филиала ТМИ.)–Наманган, 1990. С 3–8.

74. Рязанов Ю.С. Об оценке технического состояния мостов // Путь и путевое хозяйство, 2003 - №7 – с. 26-27.

75. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. Москва, 1998г.

76. Руководство по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов. (МПС. – М.: Транспорт, 1989. – 125 с.

77. В.И.Соломатова, В.П. Селяева и Ю.А.Соколовой «Химическое сопротивление материалов» (2-е издание, Москва, 2001г.).

78. Содержание и реконструкция мостов/ В.О. Осипов, Ю.Г. Козьмин, В.С. Анциперовский, А.А. Кирста; Под ред. В.О. Осипова: Учебник для вузов ж.д. транспорта - М.: Транспорт, 1986. - 327 с.

79. Сухов Ю. Д. Рекомендуемые методы определения показателя надежности / Научно-техн. отчет. – Труды ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1993.

80. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности конструкций / Н.С. Стрелецкий. – М.: Госстройиздат, 1947. – 94 с. Тодт Ф. Коррозия и защита от коррозии. – Л.: «Химия»; 1967. – 170 с.

81. Томашов Н.Д. Теория коррозии и защиты металлов. Металлургиздат, 1962.

82. Трещины в железобетоне и коррозия арматуры. Под ред. В.М. Москвина. – М.: Стройиздат. - 1991. 176 с.

83. Указание по определению условий пропуска поездов по железнодорожным мостам. (МПС. – М.: Транспорт, 1989. – 120 с.

84. Федулов И. В. Методика вероятностной оценки ресурса железобетонных пролетных строений мостов. Дисс. канд. техн. наук. – М.: 1998. – 93 с.

85. Хоменко В.П., Власюк Н.В. Защита строительных конструкций от коррозии. Киев.: Будивильник. 1971, - 142 с.

86. Холмирзаев С.А. Влияние сухого жаркого климата на деформативность внецентренно-сжатых железобетонных элементов из керамзитобетона (Сб.научных трудов профессорско-преподавательского состава Наманганского индустриально-технологического института.) – Наманган, 1992.

87. Холмирзаев С. А. Влияние сухого жаркого климата на деформативность, трещиностойкость и прочность сжатых железобетонных элементов из керамзитобетона. Дисс. канд. техн. наук. Ташкент. – 2001. – 137 с.

88. Чирков В.П. Методы расчета сроков службы железобетонных конструкций. Москва, 1996.

89. Чирков В.П. Прогнозирование сроков службы железобетонных конструкций. Москва, 1997.

90. Чирков В.П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций. М.: Транспорт. – 1980, - 133 с.

91. Чирков В.П. Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций. (Бетон и железобетон, 1992 . № 10.)

92. Чирков В. П. Теоретические основы прогнозирования сроков службы железобетонных.

93. Шестериков В.И., Иосилевский Л.И., Андропова Е.А. Проект методики прогнозирования срока службы железобетонных строений. ГП РосдорНИИ, 1997.

94. Шестериков В.И. Оценка долговечности мостов с различными конструкциями пролетных строений. Труды РосдорНИИ.- М., 1991г, Вып.6.

95. Шестоперов. С.В. Долговечность бетона транспортных сооружений, изд. Транспорт, 1966г.

96. Диагностика дефектов и повреждений несущих и ограждающих конструкций. <http://obrels.ru/?article=15/>

97. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений. <http://www.stroy-book.ru/>

98. Пособие по обследованию строительных конструкций зданий. http://www.stroyka-ip.ru/xsv_sv_sk_stro/posobie-po-obsledovaniu/posobie-po-obsledovaniu_c.html.

99. Характерные дефекты и повреждения фундаментов. http://www.parthenon-house.ru/content/articles/index.php?SECTION_ID=265.

100. Обследование аварий и повреждений.

<http://www.metalstroy.ru/osnovnaya-chast/obsledovanie-avariy-i-povrezhdeniy.html>.

101. Concrete Construction 1997 №1,3

102. Construction Repair 1997 № 1,2,6

103. Durability Design of Concrete Structures. //Report of RILEM Technical Committee 130-CSL, 1996

104. Kreger M. E., Bachman F.M, Ereen J.E. An exploratory study of prestressed concrete girders // FSI Journal. – 1989. – V.34. - №4. – July/ august – pp. 104-125.

105. Smith M.J., Goodyear D. A practical look at creep and shrinkage in bridge design //PSI Journal.-1988. – V.33. - №3. – May/ June. – pp. 108-121.

106. Электронные сайты:

<http://www.stroygorhoz.ru/84/85.php>

<http://www.snip.ru/services/stroykonsultant/dorogi/spisok/800.htm>

http://www.rostransport.com/pdf/jd_spec/18-19.pdf

<http://www.stroymaterial.biz/article/001.html>

<http://www.rgotups.ru/ru/nauka/metods.html>

<http://www.vgasa.ru/rus/science/napr.php>

<http://www.svobodainfo.org/info/printdoc?tid=&nd=901807416&prevDoc=901807416>

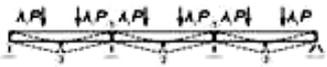
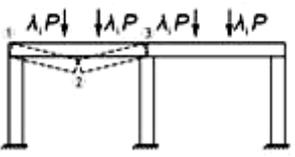
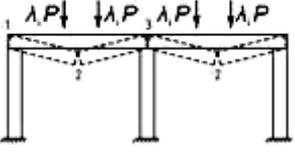
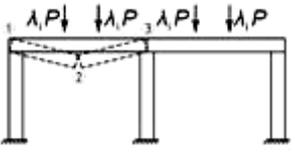
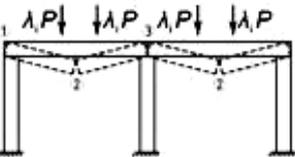
<http://old.festu.ru/ru/structure/institutes/marine/ShipProject/Index.htm>

Приложение 1

Расчетные схемы разрушения конструктивных систем и значения критерия живучести λ_m [46]

Таблица 3.2

№ п/ п	Шифр опытной конструкци и	Схема разрушения и последовательность образования пластических шарниров (или швов сдвига)	Значение λ_m при			Характер разрушения конструктивно й схемы
			i=1	i=2	i=3	
1	2	3	4	5	6	7
1	ОБ – I		4,3 9	7,3 7	–	Хрупкое по бетону во 2-м пролете

2	ОБ-II		2,5 9	4,3 5	4,3 5	То же в 1-м, 2-м и 3-м пролетах
3	ОБС - I		6,2 9	10, 5	—	По шву сдвига в 1-м пролете, затем по норм. сечению во 2-м пролете
4	ОБС-II		5,7 6	9,8 4	9,8 4	То же в 1-м, 2-м и 3-м пролетах
5	Р-I		4,0 9	7,1 4	8,0 1	Хрупкое разрушение ригеля по бетону в 1-м пролете
6	Р-II		3,6	6,2 8	7,0 4	То же в 1-м и 2-м пролетах
7	ОР-I		4,0 5	6,9 3	7,7 6	Разрушение ригеля по шву сдвига, а затем по нормальному сечению в 1-м пролете
8	ОР-II		4,0 5	6,9 6	7,7 9	То же в 1-м и 2-м пролетах

Проиллюстрируем расчет критерия живучести λ_m на примере разрушения опытной конструкции ОБ-I (рис. 3.5,а,б).

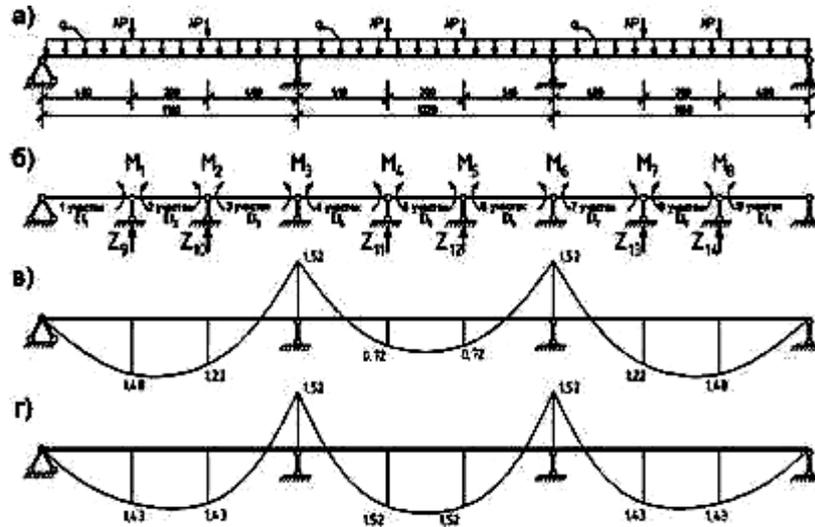


Рис. 3.5. Расчетная схема 3-пролетной балки (а), основная система смешанного метода (б), эпюры моментов при $\lambda = 4,39кН$ (в) и $\lambda = 7,37кН$ (г)

Опытная конструкция трехпролетной неразрезной балки была рассчитана и заармирована таким образом, чтобы при загрузении всех ее пролетов проектной нагрузкой в виде распределенной (собственный вес), сосредоточенных сил и при внезапном выключении моментной связи над первой промежуточной опорой произошло локальное разрушение только одного пролета балочной системы. Сечение балки принято сплошное с размерами 120×40мм, бетон класса В25. Армирование плоскими сварными каркасами: продольная рабочая нижняя арматура диаметром 8мм, продольная верхняя арматура диаметром 6мм; поперечная арматура – проволока диаметром 1,5мм с шагом 60мм.

Решение

1. На основе феноменологической модели развития повреждений железобетона [46] остаточный ресурс силового сопротивления по нормальному сечению определяется следующим образом (рис. 3.6).

Если принять, что область разрушенного бетона занимает всю высоту z^{\bullet} , то высота поврежденной сжатой зоны бетона в соответствии с [46] будет равна:

$$x^{\bullet} = \omega_s \cdot x_0 + z^{\bullet} + \frac{1}{3} \delta = 0,031 + 0 + = 0,031M, \quad (3.14)$$

где $x_0 = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{b \cdot R_b} = \frac{0,503 \cdot 10^{-4} \cdot 355}{0,040 \cdot 14,5} = 0,031M$ – высота сжатой зоны неповрежденного бетона ($\sigma_s = R_s$ при условии

$$\xi = \frac{x^*}{h_0} = 0,31M \leq \xi_R = 0,594M);$$

ω_s – коэффициент коррозионного повреждения рабочей арматуры (в данном расчете условно принят 1).

Остаточный ресурс силового сопротивления сечения определяем по формуле (6):

$$M^* = F_H \cdot r_{s,2} + 0 = 17,98 \cdot 0,0845 = 1,5 \text{ kH}, \quad (3.15)$$

где $F_H = p \cdot b \cdot R_\sigma = 0,031 \cdot 0,004 \cdot 14,5 \cdot 10^3 = 17,98 \text{ kH}$;

p – высота неразрушенной области сжатого бетона, в рассматриваемом примере $p = x^*$ (см. рис. 3.6);

$$r_{s,H} = h_0 - (z^* + \delta + \frac{1}{2} p) = 0,1 - \frac{1}{2} \cdot 0,031 = 0,0845 \text{ M}. \quad (3.16)$$

Остаточный ресурс силового сопротивления элементов балочной системы для всех трех образцов балок: ОБ-I-1; ОБ-I-2; ОБ-I-3 – $M^* = 1,52$. Изгибная жесткость балок, работающих в стадии с трещинами, вычисляется по методике [46], при $M^* = 1,52 \text{ kH}$ составила $B = 79 \text{ kH} \cdot \text{M}^2$.

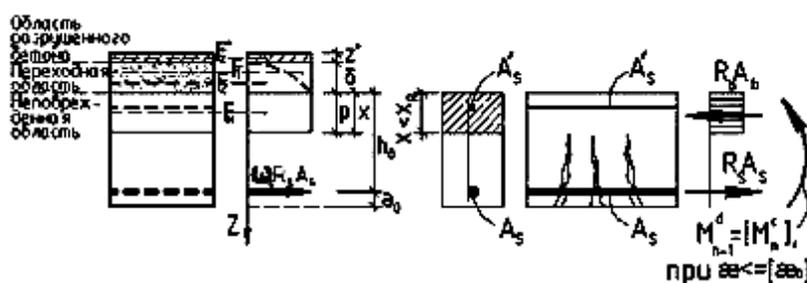


Рис. 3.6. Схема расчетной модели сечения железобетонного элемента балки в запредельном состоянии при пластическом «мягком» случае разрушения

2. Формируем систему линейных алгебраических уравнений смешанного метода (2) для решаемой задачи:

$$\begin{cases} \delta_{11} \cdot M_1 + \dots + \delta_{18} \cdot M_8 + \delta_{19} \cdot Z_9 + \dots + \delta'_{114} \cdot Z_{14} + \Delta_{1q} + \lambda \cdot \delta_{1p} = 0 \\ \vdots \\ r'_{91} \cdot M_1 + \dots + r_{98} \cdot M_8 + r_{99} \cdot Z_9 + \dots + r_{914} \cdot Z_{14} + R_{9q} + \lambda \cdot r_{9p} = 0 \\ \vdots \\ r'_{141} \cdot M_1 + \dots + r'_{148} \cdot M_8 + r_{149} \cdot Z_9 + \dots + r_{1414} \cdot Z_{14} + R_{14q} + \lambda \cdot r_{14p} = 0. \end{cases} \quad (3.17)$$

Например, матрица \vec{A} имеет вид:

$$\vec{A} = \begin{vmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{18} \\ \vdots & & & \vdots \\ \delta_{81} & \delta_{82} & \dots & \delta_{88} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 2,87 \cdot 10^{-3} & 4,22 \cdot 10^{-4} & \dots & 0 \\ \vdots & & & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 2,87 \cdot 10^{-3} \end{vmatrix}. \quad (3.18)$$

Из множества решений системы неравенств (5) определяем минимальное значение λ , при котором в наиболее нагруженной выключающейся связи достигается предельное значение, т.е. произойдет ее выключение:

$$\lambda_{(1)} = \min \left(\frac{M_i^* \mp |M_{iq}|}{m_{ip}} \right), \quad (i = 1, 2, \dots, k). \quad (3.19)$$

Решая систему неравенств, получим, что первым ($m=1$) образуется шарнир в сечениях 3 и 6 (рис. 3.6):

$$\lambda_{(1)} = \frac{1,52 - 0,002}{0,346} = 4,39 \text{ кН} \quad (3.20)$$

Аналогичным образом получаем, что образуются шарниры ($m=2$) в сечениях 4 и 5 (рис. 3.6):

$$\lambda_{(2)} = \lambda_{(1)} + \Delta\lambda_{(2)} = 4,39 + 2,98 = 7,37 \text{ кН} \quad (3.21)$$

На следующем этапе нагружения определитель матрицы системы (2) обращается в ноль – признак окончания расчета.

Приложение 2.

Примеры

Пример 1.

Железобетонный мост эксплуатируется на протяжении 45 лет в г. Якутске (первая климатическая зона). По результатам обследования моста и проектным данным определяем исходные данные для расчета:

- среднее значение изгибающего момента в середине пролета от постоянной и временной нагрузки составляет 1115 кНм;
- среднее значение несущей способности по изгибающему моменту в середине пролета на начало эксплуатации 2442 кНм;
- требуемое эксплуатирующей организацией минимальное значение индекса надежности составляет 1.64, срок службы 100 лет;
- диаметр нижней рабочей арматуры 0,028м;
- толщина защитного слоя 0.05м;
- концентрация хлоридов в бетоне более 0.45%, на мосту применялись антиобледенительные соли на основе хлорида кальция;

- глубина карбонизации на момент обследования (45 лет) составила 0.03м;
- видимых повреждений и дефектов ребро балки не имеет.

По таблице 31 определим значение параметра P : при сроке эксплуатации 45 лет и глубине карбонизации 22мм, $P = 0.40$.

Время начала коррозии и растрескивания защитного слоя определяем по таблице 32. Параметр $P=0.45$, толщина защитного слоя $c!=0.05$ м, при карбонизации бетона получаем время начала коррозии $Шс_I=39.0$ лет, и время появления коррозионных трещин $c_I=46.3$ лет.

Начальный индекс надежности равен 5.00. Строим график изменения индекса надежности балки по изгибающему моменту по таблицам 38-41. Диаметр стержней арматуры равен 0.028м, поэтому значения индекса надежности подвергаются пересчету, начиная со значения при 40 годах эксплуатации. Получаем следующее:

Таблица 3.3

T	β'	β
0	5.00	5.00
10	4.82	4.82
20	4.67	4.67
30	4.47	4.47
40	4.21	4.21
50	3.91	3.90
75	3.00	2.98
100	1.95	1.92
125	1.24	1.20
150	1.03	0.98

При расчете индекса надежности (столбец β') интерполируются табличные данные толщины защитного слоя 4 и 6см, значений параметра P 0.30 и 0.45 для первой климатической зоны при начальном значении индекса надежности 5.00 и воздействии хлоридов. Следующий столбец содержит данные с учетом поправки на больший диаметр арматуры.

Данный элемент конструкции отвечает требованиям по надежности и долговечности по восприятию изгибающего момента в середине пролета; может эксплуатироваться в составе данного сооружения без ремонта 100 лет с обеспеченностью 1.92.

Пример 2.

Железобетонный мост эксплуатируется на протяжении 29 лет в г. Кашкадаринской обл. (четвертая климатическая зона). По результатам обследования моста и проектным данным определяем исходные данные для расчета:

- среднее значение изгибающего момента в середине пролета от постоянной и временной нагрузки составляет 1595 кНм;
- среднее значение несущей способности по изгибающему моменту в середине пролета на начало эксплуатации 2442 кНм;
- требуемое эксплуатирующей организацией минимальное значение индекса надежности составляет 1.64, срок службы 80 лет;
- диаметр нижней рабочей арматуры 0,032м;
- глубина карбонизации на срок эксплуатации 29 лет составила 0.03м;
- концентрация хлоридов в бетоне около 0.45%, на мосту применялись антиобледенительные соли на основе хлорида кальция;
- видимых повреждений и дефектов ребро балки не имеет.

По таблице 3.3 определим значение параметра P : при сроке эксплуатации 29 лет и глубине карбонизации 30мм, $P = 0.45$.

Время начала коррозии и растрескивания защитного слоя определяем по таблице 32. Параметр $P=0.45$, толщина защитного слоя $d=0.04$ м, при карбонизации бетона получаем время начала коррозии $t_{ncI}=29.7$ и время появления коррозионных трещий $t_{ccI}=35.6$ лет.

Строим график изменения индекса надежности балки по изгибающему моменту по таблицам 37-41. Диаметр стержней арматуры равен 0.032м, поэтому значения индекса надежности подвергаются пересчету, начиная со значения при 40 годах эксплуатации. Получаем следующее:

Таблица 3.4

T	β'	β
0	3.00	3.00
10	2.84	2.84
20	2.75	2.75
30	2.66	2.66
40	2.16	2.16
50	1.33	1.28
75		

Данный элемент конструкции не отвечает требованиям по надежности и долговечности по восприятию изгибающего момента в середине пролета. Рассчитаем эффективность проведения ремонтных работ балки в 40 лет.

По табл. 3.4 определим время вторичной активизации коррозионного процесса t_{nc2} и появления трещин в защитном (ремонтном) слое 1сг. Толщину ремонтного слоя примем 0.04м. При параметре $P=0.50$ (п.1, раздел 4.4.1), $t_{nc2}=24.0$ и $t_{cc2}=29.9$ лет. Учитывая, что возраст сооружения на момент производства ремонтных работ 40 лет, имеем соответственно 64 и 69.9 лет.

Поведение индекса надежности во времени рассчитаем по табл.3.5. Начальный индекс надежности соответствует значению параметра 2.16 при начале производства ремонтных работ.

Таблица 3.5

t	β'_1	β_1	β'_2	β_2
0	3.00	3.00	3.00	3.00
10	2.84	2.84	2.84 -	2.84
20	2.75	2.75	2.75	2.75
30	2.66	2.66	2.66	2.66
40	2.16	2.16	2.16	2.16
50	1.33	1.28	2.09	2.09
60			2.02	2.02
70			1.72	1.67
75			1.45	1.37
80			1.18	1.07
90			0.46	0.29

Столбец β_2 отражает изменение индекса надежности во времени с учетом ремонта и при пересчете на больший диаметр арматуры. Расчеты показывают, что условие надежности и долговечности даже после проведения ремонта не выполняется.

В данной ситуации можно рекомендовать снизить срок службы сооружения до 70 лет: минимальное значение индекса надежности к концу срока эксплуатации составит $1.67 > 1.64$.

Если снижение срока службы не подходит в качестве решения, можно ограничить массу проезжающих по мосту автомобилей. В этом случае индекс надежности увеличится за счет уменьшения нагружающего момента.

Предположим, в данном случае, путем ограничения массы проезжающих автомобилей, нагружающий момент в рассматриваемой балке уменьшился с 1595 до 1490кНм. Тогда индекс надежности увеличится на 0.36. Предприняв эту меру при 60 годах эксплуатации, имеем следующее: