

Интернет-журнал «Транспортные сооружения» / Russian journal of transport engineering <https://t-s.today/>

2017, Том 4, №4 / 2017, Vol 4, No 4 <https://t-s.today/issues/vol4-no4.html>

URL статьи: <https://t-s.today/PDF/03TS417.pdf>

DOI: 10.15862/03TS417 (<http://dx.doi.org/10.15862/03TS417>)

Ссылка для цитирования этой статьи:

Овчинников И.И., Чэнь Тао, Овчинников И.Г. Вероятностное моделирование поведения армированных мостовых конструкций в агрессивных условиях эксплуатации // Интернет-журнал «Транспортные сооружения», Том 4, №4 (2017) <https://t-s.today/PDF/03TS417.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. DOI: 10.15862/03TS417

For citation:

Ovchinnikov I.I., Chen Tao, Ovchinnikov I.G. [Probabilistic modeling of behavior of reinforced bridge structures in aggressive operating conditions] Russian journal of transport engineering, 2017, Vol. 4, no. 4. Available at: <https://t-s.today/PDF/03TS417.pdf> (In Russ.) DOI: 10.15862/03TS417

УДК 624.04

Овчинников Илья Игоревич

ФГБОУ ВПО «Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.», Россия, Саратов¹
Кандидат технических наук, доцент
E-mail: bridgeart@mail.ru

Чэнь Тао

ФГБОУ ВПО «Московский автомобильно-дорожный государственный технический университет (МАДИ)»
Россия, Москва
Аспирант
E-mail: 313085767@qq.com

Овчинников Игорь Георгиевич

ФГБОУ ВПО «Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.», Россия, Саратов
ФГБОУ ВПО «Пермский национальный исследовательский политехнический университет», Россия, Пермь
ФГАОУ ВО «Национальный исследовательский ядерный университет «МИФИ»
Балаковский инженерно-технологический институт (филиал), Россия, Балаково
Доктор технических наук, профессор
E-mail: bridgesar@mail.ru

Вероятностное моделирование поведения армированных мостовых конструкций в агрессивных условиях эксплуатации

Аннотация. Рассматривается задача вероятностного моделирования поведения армированных (железобетонных) мостовых конструкций при совместном действии нагрузки и хлоридсодержащей среды. Построена обобщенная модель деформирования изгибаемых элементов, учитывающая вероятностный характер нагрузки, проникания хлоридсодержащей среды, коррозионного поражения арматуры, разброс геометрических характеристик изгибаемых железобетонных элементов, толщины защитного слоя, а также вероятностный характер механических характеристик бетона и арматуры. Разработана методика вероятностного моделирования напряженно-деформированного состояния и долговечности изгибаемых армированных элементов. На примере армированной балки прямоугольного сечения (насадки мостовой опоры), загруженной равномерно распределенной нагрузкой и

¹ 410054, Саратов, Политехническая 77

подвергающейся всестороннему действию хлоридсодержащей среды проведен расчетный анализ процесса деформирования и оценка долговечности с использованием метода статистического моделирования. Долговечность рассчитывалась с учетом случайных свойств нагрузки, механических характеристик бетона и арматуры, геометрических размеров сечения и характеристик хлоридсодержащей среды, вызывающей деструкцию бетона и коррозию арматуры. Исследовано влияние различных случайных параметров на разброс долговечности нагруженной армированной балки в хлоридсодержащей среде. Установлено разное влияние входных случайных параметров на долговечность балки, наибольшее влияние на рассеяние долговечности оказывают случайные параметры нагрузки и механических характеристик бетона. Характеристики арматуры, хлоридсодержащей среды, защитного слоя можно считать детерминированными, так как их влияние на интервал рассеяния долговечности весьма мало по сравнению с другими.

Ключевые слова: вероятностное моделирование; армированная конструкция; хлоридная коррозия; долговечность; деформационная модель; деструкция бетона; коррозия арматуры

Введение

подавляющее большинство мостовых сооружений выполнено из железобетона, который, с одной стороны обеспечивает достаточную экономическую эффективность мостов при необходимой жесткости и прочности, а с другой стороны, приводит к необходимости защищать железобетонные элементы мостовых сооружений от воздействия агрессивных условий эксплуатации. До недавнего времени полагалось, что железобетонные мостовые сооружения не надо защищать от коррозии, однако практика эксплуатации опровергла такой оптимизм [1]. И потому в последнее время мостовики начали соглашаться с тем, что железобетонные конструкции следует защищать от воздействия агрессивной среды различными способами, основные из которых описаны в документе².

Однако защита железобетонных мостовых конструкций применяется не всегда, да и к настоящему времени на территории России эксплуатируется более 42 тысяч автодорожных мостов и путепроводов и более 30 тысяч железнодорожных мостовых сооружений практически не имеющих антикоррозионной защиты [2]. Поэтому проблема прогнозирования поведения железобетонных мостовых сооружений с учетом действующих на них сочетаний нагрузок является весьма актуальной и нуждается в разработке.

Наиболее широко распространенной агрессивной средой, оказывающей воздействие на железобетонные конструкции мостовых сооружений, является хлоридсодержащая среда, которая является следствием применения солей антиобледенителей для борьбы с гололедом на мостах, а также всегда присутствующая в атмосфере приморских городов и путей сообщения, прокладываемых вблизи морей.

Так как железобетонные мостовые сооружения воспринимают свой собственный вес, а также действие полезной временной нагрузки, то получается, что в процессе эксплуатации они подвергаются совместному действию и нагрузок, и хлоридсодержащих сред, и потому долговечность мостовых сооружений во многом определяется протекающим в них процессами деградации бетона и коррозии арматуры.

² Овчинников И. Г., Жаденова С. В., Овчинников И. И. ОДМ 218.3.095-2017. Отраслевой дорожный методический документ. Защита от коррозии бетонных и железобетонных конструкций транспортных сооружений. Федеральное дорожное агентство (Росавтодор). Москва 2017. 143 с.

Причем эти процессы носят стохастический характер из-за того, что имеет место статистический разброс механических характеристик бетона и арматуры, размеров поперечных сечений армированных элементов, воздействие и нагрузки и агрессивной среды носит стохастический характер. Поэтому и долговечность железобетонных конструкций мостовых сооружений носит случайный характер, а значит, для прогнозирования их долговечности следует разрабатывать и применять вероятностные методы.

К настоящему времени имеется определенный отечественный и зарубежный опыт построения и анализа детерминированных моделей деформирования стержневых, пластинчатых и оболочечных железобетонных конструкций, подвергающихся хлоридной коррозии, сульфатной коррозии, коррозионному растрескиванию [3-9].

Применение вероятностного подхода к моделированию поведения железобетонных конструкций транспортных сооружений начинает реализовываться в отечественных [10] и зарубежных [11-15] публикациях.

Но в подавляющем числе этих публикаций по применению вероятного подхода к прогнозированию поведения армированных конструкций принималось во внимание только влияние небольшое количество параметров со случайными свойствами.

В предлагаемой вниманию читателей публикации на задаче вероятностного моделирования поведения и оценки долговечности железобетонной насадки мостовой опоры производится учет вероятностного характера значительного большего числа факторов, оказывающих влияние на долговечность железобетонных конструкций мостовых сооружений: размеров поперечных сечений элемента, нелинейных механических характеристик бетона с учетом его неодинаковой работы на растяжение и сжатие, случайного характера прикладываемой нагрузки, случайного характера проникания хлоридсодержащей среды в железобетон, случайного характера коррозионного поражения металлической арматуры.

Постановка задачи и методы решения

Для построения модели обобщенной вероятностной модели деформирования и оценки долговечности армированной конструкции, подвергающейся совместному воздействию нагрузки и хлоридсодержащей среды используем прием представления обобщенной модели в виде комбинации моделей, описывающих различные стороны процесса взаимодействия, а именно: модели железобетонного изгибаемого элемента как изгибаемой балки; моделей деформирования составляющих материалов, то есть бетона и арматуры; модели проникания хлоридов в конструктивный элемент; модели взаимодействия проникшей хлоридсодержащей среды с бетоном и арматурой; модели, характеризующей процесс нагружения изгибаемого армированного элемента; модели исчерпания прочности или долговечности армированного изгибаемого элемента.

При построении модели железобетонного изгибаемого элемента как изгибаемой балки схематизируем сечение элемента, представляя его в виде прямоугольного, таврового или двутаврового сечения с заданным характером армирования, то есть с координатами расположения арматурных стержней и их площадями. По всем этим параметрам (размерам элемента, площади арматуры, толщине защитного слоя) можно найти данные о вероятностном характере распределения их величин. Гипотеза плоских сечений, используемая при построении модели изгибаемых элементов, считается детерминированной.

Модель деформирования бетона задается в виде некоторой задаваемой аналитической функции напряжений

$$\tilde{\sigma} = \varphi(\tilde{X}_1 \dots \tilde{X}_n; \varepsilon) \tag{1}$$

от детерминированного аргумента ε со случайными коэффициентами, являющимися реализациями случайных величин $\tilde{X}_1, \tilde{X}_2 \dots \tilde{X}_n$ (рис. 1).

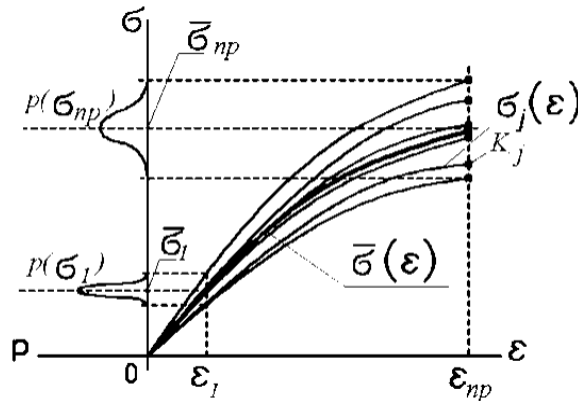


Рисунок 1. Пример случайных реализаций модели деформирования материала (построен авторами)

На этом рисунке вдоль оси напряжений приведены графики плотности вероятностей $p(\sigma_1; \varepsilon_1)$ и $p(\sigma_{np}; \varepsilon_{np})$ случайных величин напряжений для произвольного ε_1 и предельного ε_{np} сечений диаграммы деформирования. Далее из-за недостатка экспериментальных данных будем полагать коэффициент вариации $v_\sigma(\varepsilon)$ в произвольном сечении диаграммы равным коэффициенту вариации в предельном сечении диаграммы деформирования.

При моделировании поведения бетона будем учитывать нелинейность его работы и неодинаковость сопротивления растяжению и сжатию. Проникающая в бетон хлоридсодержащая среда приведет к появлению наведенной неоднородности, которую будем учитывать через зависимость коэффициентов диаграммы деформирования бетона от параметра, характеризующего распределение хлоридсодержащей среды по объему бетона. В качестве такого параметра в соответствии с предложениями работ [3, 10] принимаем концентрацию хлоридсодержащей среды C в точке объема конструкции. Поэтому далее будем использовать модель деформирования бетона с учетом нелинейности, неодинаковой работа на растяжение и сжатие и наведенной неоднородности в виде:

$$\tilde{\sigma} = \begin{cases} \tilde{A}_p(\tilde{C}) \cdot \varepsilon - \tilde{B}_p(\tilde{C}) \cdot \varepsilon^3 \\ \tilde{A}_c(\tilde{C}) \cdot \varepsilon - \tilde{B}_c(\tilde{C}) \cdot \varepsilon^3 \end{cases} \tag{2}$$

Здесь коэффициенты A и B считаются линейными функциями концентрации хлоридов: $\tilde{A}_p(\tilde{C}) = \tilde{A}_{p0} - \tilde{k}_{pa}(\tilde{C})$, $\tilde{B}_p(\tilde{C}) = \tilde{B}_{p0} - \tilde{k}_{pb}(\tilde{C})$, $\tilde{A}_c(\tilde{C}) = \tilde{A}_{c0} - \tilde{k}_{ca}(\tilde{C})$, $\tilde{B}_c(\tilde{C}) = \tilde{B}_{c0} - \tilde{k}_{cb}(\tilde{C})$. Причем $\tilde{A}_{c0}, \tilde{B}_{c0}$ и $\tilde{A}_{p0}, \tilde{B}_{p0}$ – значения соответствующих коэффициентов для бетона в исходном состоянии; $\tilde{k}_{ca}, \tilde{k}_{cb}$ и $\tilde{k}_{pa}, \tilde{k}_{pb}$ – коэффициенты, учитывающие деградацию бетона под влиянием хлоридов, а нижние индексы « p » относятся к растяжению, а « c » к сжатию. Обращаем внимание на то, что коэффициенты A_p, B_p, A_c, B_c и концентрация хлоридов C полагаются случайными функциями.

Что же касается арматуры, то полагаем что ее материал однороден и одинаково работает на растяжение и сжатие, а так как имеющиеся экспериментальные данные [3] свидетельствуют

об отсутствии существенного влияния хлоридсодержащей среды на свойства материала ненапрягаемой арматуры, то полагаем их не зависящими от концентрации хлоридов. В то же время наиболее изученными случайными параметрами, характеризующими процесс деформирования арматурной стали, являются жесткость материала – модуль упругости и одна из предельных характеристик – предел текучести. С учетом этого модель деформирования арматуры примем в виде диаграммы Прандтля:

$$\tilde{\sigma}_s = \begin{cases} \tilde{E}_s \cdot \varepsilon, & \sigma < \tilde{\sigma}_T \\ \tilde{\sigma}_T, & \sigma \geq \tilde{\sigma}_T \end{cases} \quad (3)$$

При построении модели проникания хлоридов в конструктивный элемент и взаимодействия ее с бетоном, вызывающего деструкцию бетона и взаимодействия ее с арматурой, приводящего к коррозионному поражению арматуры. Модель воздействия агрессивной среды обычно включает модель, описывающую проникание агрессивной среды в конструктивный элемент, зависимость механических характеристик бетона от параметров агрессивной среды в объеме конструкции, а также модель коррозии арматуры. Процессы проникания хлоридов в бетон и взаимодействия их с бетоном и арматурой носят случайный характер, кинетика которых определяется рядом случайных параметров: концентрации хлоридов на поверхности конструктивного элемента и арматуры, диффузионных и механических характеристик бетона, размеров и формы конструктивного элемента.

Проникание хлоридов в объем конструктивного элемента определяет характер распределения концентрации хлоридов, который, в свою очередь, задает характер распределения по объему механических характеристик бетона. Можно использовать различные модели проникания хлоридов в конструктивный элемент: от более корректной диффузионной модели, модели проникания размытым фронтом до модели проникания четким фронтом. Эпюры проникания хлоридов для случая диффузионной модели и модели размытого фронта показаны на рисунке 2, где приведены графики случайных функций $\tilde{C} = \varphi(\tilde{X}_1 \dots \tilde{X}_n; x)$ в некоторый момент времени t_i : среднего значения $\bar{C}(x)$ с обеспеченностью 50 % и функций минимальной и максимальной реализаций (в зависимости от уровня обеспеченности).

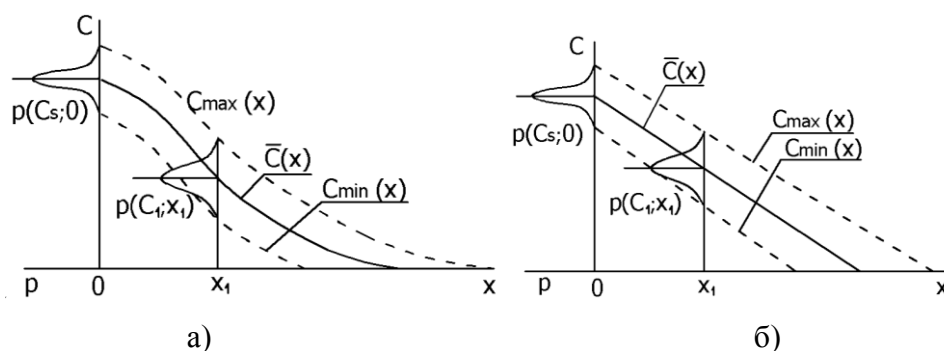


Рисунок 2. Схематические эпюры распределения хлоридов по глубине при диффузионной модели (а) и модели проникания нечетким фронтом (б) (построен авторами)

Предполагается, что каждая реализаций $C_i(x)$ описывается одинаковой зависимостью концентрации от координаты, но при этом коэффициенты являются реализациями случайных величин $\tilde{X}_1, \dots, \tilde{X}_n$. Также принимается, что коэффициент вариации $v_c(x)$, являющийся характеристикой рассеяния реализаций процесса проникания хлоридов около среднего значения $\bar{C}(x)$, разный в разных сечениях случайной функции.

При построении модели коррозионного поражения арматуры принимается во внимание тот факт, что коррозия арматуры начинается с ее поверхности после достижения концентрацией хлоридов критического значения $C_{кр}$. Принимается, что кинетика коррозии арматуры в железобетонном элементе протекает согласно схеме, приведенной на рисунке 3, на которой интервал $t_{и}$ является инкубационным периодом, за который концентрация хлоридов на поверхности арматурного стержня достигает уже упомянутого критического значения.

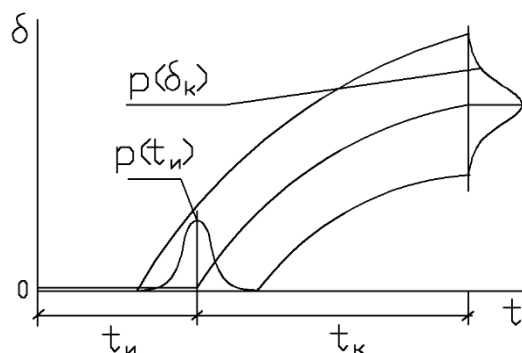


Рисунок 3. Кинетика коррозионного поражения арматуры (построен авторами)

Величина инкубационного периода в случае диффузионной модели проникания хлоридов зависит от концентрации хлоридов C_S на поверхности конструктивного элемента, коэффициента диффузии хлоридов в бетон D , критической концентрации $C_{кр}$, толщины защитного слоя бетона. А так как все эти величины являются случайными, то и инкубационный период будет случайной величиной.

Для описания кинетики коррозионного повреждения арматуры δ используем степенную модель:

$$\begin{cases} \delta = 0, & t < t_{inc} \\ \delta = k \cdot (t - \tilde{t}_{inc})^n, & t \geq t_{inc} \end{cases} \quad (4)$$

Здесь: t_{inc} – инкубационный период; k , n – коэффициенты, причем все эти величины могут быть случайными. Коррозионное поражение приводит к уменьшению площади поперечного сечения арматуры со случайным начальным диаметром \tilde{d}_0 , которая, с учетом (4) будет определяться функцией случайных параметров:

$$\tilde{F}_s(t) = \varphi(\tilde{d}_0; \tilde{k}; \tilde{n}; \tilde{t}_{inc}; t) \quad (5)$$

При нахождении площади сечения арматуры, подверженной коррозии можно полагать, что коррозионный износ происходит равномерно по периметру стержней или, что более характерно для случая хлоридной коррозии, происходит локальное поражение сечения по хорде.

Нагрузка, прикладываемая к изгибаемому армированному элементу может быть сосредоточенной или распределенной по определенному закону по длине стержня. При этом считается, что она приложена к оси стержня и также является случайной величиной.

При построении модели исчерпания прочности или долговечности армированного изгибаемого элемента близость его к моменту разрушения оценивается по величине предельной деформации, причем анализируется и отношение текущей деформации в расчетных точках бетонного сечения к величине предельной деформации, которая зависит от концентрации хлоридсодержащей среды в этих точках и также является случайной величиной,

и отношение деформации в арматуре к деформации начала пластического деформирования, которая является случайной величиной.

При таком подходе к оценке наступления предельного состояния армированного конструктивного элемента нарушение прочности и исчерпание долговечности приводит к нарушению сплошности бетонного сечения. Следовательно, рассматриваемая обобщённая модель деформирования армированного бетона в условиях хлоридного воздействия работает до начала трещинообразования.

При расчетной оценке прочности и долговечности армированных конструкций, подвергающихся совместному действию нагрузки и хлоридсодержащей среды эффективным является применение метода статистического моделирования, согласно которому производится статистическая обработка реализаций ряда выходных параметров, получаемых в процессе расчёта по специально построенному детерминированному алгоритму набора случайных реализаций входных параметров.

Построение уравнения деформирования армированной балки

Полагаем, что в процессе деформирования армированной балки арматура и бетон работают совместно до момента наступления предельного состояния и потому изгибающий момент и нормальное усилие в балке представляются в виде суммы изгибающего момента и усилия, воспринимаемых отдельно бетоном и арматурой:

$$M = \int_{Fbc} \sigma_b \cdot z \, dF_b + \int_{Fbp} \sigma_b \cdot z \, dF_b + \int_{Fs} \sigma_s \cdot z \, dF_s \quad (6)$$

$$N = \int_{Fbc} \sigma_b \, dF_b + \int_{Fbp} \sigma_b \, dF_b + \int_{Fs} \sigma_s \, dF_s \quad (7)$$

В этих выражениях Fbc – площадь части сечения, подвергающейся сжатию, а Fbp – растяжению. Сжатая и растянутая части сечения отделены друг от друга нулевой плоскостью $z_0(x, t)$, Fs – площадь сечения арматуры с учетом коррозионного повреждения.

Детерминированная гипотеза плоских сечений, задающая линейный характер распределения деформаций $\varepsilon(z)$ по высоте балки имеет вид:

$$\varepsilon(z) = \varepsilon_0 - \chi \cdot z = \chi \cdot (z_0 - z), \quad (8)$$

где: z – координата точки по высоте сечения балки, χ – кривизна продольной оси балки.

Величину координаты нулевой плоскости $z_0(x, t)$ получим из условия ($\sigma = 0$), которое приводит к выражениям:

$$\varepsilon_0 = \chi \cdot z_0, \quad z_0 = \frac{\varepsilon_0}{\chi} \quad (9)$$

в которых ε_0 – деформация волокон с координатой $z = 0$.

Подставляя в (6) и (7) выражения для напряжений (2) и учитывая (8) и (9), получим:

$$M = \varepsilon_0 \cdot \int_{Fbc} A_c(C) \cdot \left[1 - \frac{B_c(C)}{A_c(C)} \cdot (\varepsilon_0 - \chi \cdot z)^2 \right] \cdot z \, dF_b - \chi \cdot \int_{Fbc} A_c(C) \cdot \left[1 - \frac{B_c(C)}{A_c(C)} \cdot (\varepsilon_0 - \chi \cdot z)^2 \right] \cdot z^2 \, dF_b + \quad (10)$$

$$\begin{aligned}
 & + \varepsilon_0 \cdot \int_{F_{bp}} A_p(C) \cdot \left[1 - \frac{B_p(C)}{A_p(C)} \cdot (\varepsilon_0 - \chi \cdot z)^2 \right] \cdot z \, dF_b - \chi \cdot \int_{F_{bp}} A_p(C) \cdot \left[1 - \frac{B_p(C)}{A_p(C)} \cdot (\varepsilon_0 - \chi \cdot z)^2 \right] \cdot z^2 \, dF_b + \\
 & \quad + \varepsilon_0 \cdot \int_{F_s} E \cdot z \, dF_s - \chi \cdot \int_{F_s} E \cdot z^2 \, dF_s, \\
 N = & \varepsilon_0 \cdot \int_{F_{bc}} A_c(C) \cdot \left[1 - \frac{B_c(C)}{A_c(C)} \cdot (\varepsilon_0 - \chi \cdot z)^2 \right] \, dF_b - \chi \cdot \int_{F_{bc}} A_c(C) \cdot \left[1 - \frac{B_c(C)}{A_c(C)} \cdot (\varepsilon_0 - \chi \cdot z)^2 \right] \cdot z \, dF_b + \\
 & + \varepsilon_0 \cdot \int_{F_{bp}} A_p(C) \cdot \left[1 - \frac{B_p(C)}{A_p(C)} \cdot (\varepsilon_0 - \chi \cdot z)^2 \right] \, dF_b - \chi \cdot \int_{F_{bp}} A_p(C) \cdot \left[1 - \frac{B_p(C)}{A_p(C)} \cdot (\varepsilon_0 - \chi \cdot z)^2 \right] \cdot z \, dF_b + \quad (11) \\
 & \quad + \varepsilon_0 \cdot \int_{F_s} E \, dF_s - \chi \cdot \int_{F_s} E \cdot z \, dF_s,
 \end{aligned}$$

Если обозначить координаты центров тяжести арматурных стержней z_k и считать, что коррозия приводит только к изменению площади арматурных стержней, а положение координат z_k не изменяется, то выражения для момента и усилия, воспринимаемых только арматурой можно записать:

$$M_s = \varepsilon_0 \cdot \sum_{k=1}^n E \cdot z_k \cdot F_{ks} - \chi \cdot \sum_{k=1}^n E \cdot z_k^2 \cdot F_{ks} \quad (12)$$

$$N_s = \varepsilon_0 \cdot \sum_{k=1}^n E \cdot F_{ks} - \chi \cdot \sum_{k=1}^n E \cdot z_k \cdot F_{ks} \quad (13)$$

где: F_{ks} площадь сечения k -го арматурного стержня, n – количество стержней.

После введения обозначений

$$J_b^l = \int_{F_{bc}} A_c(C) \cdot \left[1 - \frac{B_c(C)}{A_c(C)} \cdot (\varepsilon_0 - \chi \cdot z)^2 \right] \cdot z^l \, dF_b + \int_{F_{bp}} A_p(C) \cdot \left[1 - \frac{B_p(C)}{A_p(C)} \cdot (\varepsilon_0 - \chi \cdot z)^2 \right] \cdot z^l \, dF_b \quad (14)$$

$$J_s^l = \sum_{k=1}^n E \cdot F_{ks} \cdot z_k^l, \quad \text{где } l = 0, 1, 2, \quad (15)$$

$$M_b = \varepsilon_0 \cdot J_b^1 - \chi \cdot J_b^2, \quad N_b = \varepsilon_0 \cdot J_b^0 - \chi \cdot J_b^1; \quad (16)$$

получим: $M_s = \varepsilon_0 \cdot J_s^1 - \chi \cdot J_s^2. \quad N_s = \varepsilon_0 \cdot J_s^0 - \chi \cdot J_s^1;$

От действия внешней нагрузки в каждом произвольном сечении изгибаемого армированного элемента возникает изгибающий момент $M(x, t)$ и продольное усилие $N(x, t)$, которые воспринимаются внутренним моментом и усилием создаваемыми бетоном и арматурой и потому уравнения равновесия изгибаемого элемента запишутся:

$$M(x, t) = \varepsilon_0 \cdot (J_b^1 + J_s^1) - \chi \cdot (J_b^2 + J_s^2) \quad (17)$$

$$N(x, t) = \varepsilon_0 \cdot (J_b^0 + J_s^0) - \chi \cdot (J_b^1 + J_s^1). \quad (18)$$

Определив из второго уравнения ε_0 :

$$\varepsilon_0 = \frac{N(x, t) + \chi \cdot (J_b^1 + J_s^1)}{J_b^0 + J_s^0}, \quad (19)$$

и подставив ее в первое уравнение равновесия получим:

$$M(x, t) = D \cdot \chi + G \cdot N(x, t), \quad (20)$$

где обозначено:

$$G(x, t) = \frac{(J_b^1 + J_s^1)}{(J_b^0 + J_s^0)}, \quad D(x, t) = (J_b^2 + J_s^2) - G(J_b^1 + J_s^1). \quad (21)$$

При действии на изгибаемый элемент в одной плоскости распределенной нагрузки интенсивностью $q(x, t)$ имеем уравнение прямого поперечного изгиба:

$$\frac{\partial^2 M_{сеч}}{\partial x^2} = -q(x, t) \quad (22)$$

Подставляя сюда выражение для момента (20) и учитывая, что $\chi = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$, получим следующее интегро-дифференциальное уравнение относительно прогиба w :

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(D \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = q(x, t) + \frac{\partial^2 (G \cdot N_{сеч})}{\partial x^2} \quad (23)$$

В этом уравнении D и G с учетом (21) и (14) являются интегралами от нелинейных функций. Частные производные в этом уравнении используются потому, что водящие в него величины являются функциями двух координат: продольной координаты x и времени t . Для удобства анализа процесса деформирования изгибаемых армированных элементов в зависимости от последовательности приложения нагрузки и хлоридсодержащей среды можно рассматривать следующие стадии расчетного анализа:

- стадия 1: в начальный момент времени на армированную конструкцию начинает действовать внешняя нагрузка, под влиянием которой и в бетоне, и в арматуре устанавливается определенное напряженно-деформированное состояние.
- стадия 2: в армированный элемент начинает проникать хлоридсодержащая среда, в нем устанавливается определенное распределение концентрационного поля и соответствующее этому полю распределение механических характеристик бетона, которое изменяется с течением времени; хлориды, проникая сквозь защитный слой бетона накапливаются около поверхности арматуры и по истечении времени t_{inc} на поверхности арматуры достигается критическая концентрация хлоридов $C_{кр}$.
- стадия 3: продолжается проникание хлоридов в бетон с последующим изменением его механических характеристик и напряженного состояния в элементе; начинается процесс коррозии тех арматурных стержней, на поверхности которых концентрация хлоридов превышает $C_{кр}$, этот процесс также приводит к изменению напряженного состояния и в бетоне, и в арматуре.
- стадия 4: реализуется предельное состояние какого-либо вида: достижение предельной деформации в какой-либо точке бетонного сечения или достижение деформации текучести в арматуре.

Методика расчетного анализа поведения изгибаемого армированного элемента при совместном действии нагрузки и хлоридсодержащей среды

Методика вероятностного расчетного анализа реализует все выше рассмотренные стадии (рис. 4).

В начальный момент времени (концентрация хлоридов $C = 0$) при известных значениях изгибающего момента и продольного усилия решается система уравнений (17), (18) и определяются кривизна χ и координата нейтральной оси z_0 . С использованием выражения (8) определяются деформации в точках сечения, а по ним и напряжения.

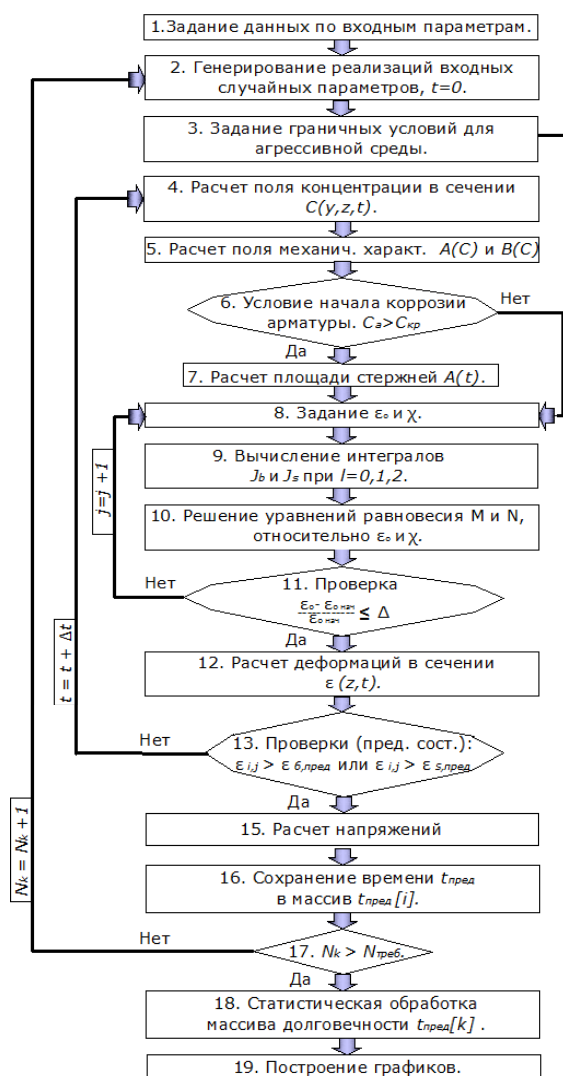


Рисунок 4. Алгоритм расчетного анализа поведения армированного элемента (составлен авторами)

С учетом схемы воздействия хлоридов задаются граничные условия для уравнения проникания хлоридов в сечение армированного элемента. Шагами по времени решается задача проникания хлоридов в сечение и на каждом шаге определяется распределение концентрационного поля по сечению элемента и значения коэффициентов диаграммы деформирования бетона с учетом знака напряжений в соответствующей точке сечения. Если выполняется условие $C = C_{кр}$, то начинается коррозия и находится глубина поражения арматуры коррозией и оставшаяся площадь арматуры. По ее значениям, а также с учетом изменившихся коэффициентов диаграммы деформирования бетона на каждом шаге по времени решается система уравнений (17), (18) и определяются изменившиеся кривизна χ и координата

нейтральной оси z_0 , с использованием которых определяется напряженно-деформированное состояние в бетоне и в арматуре. Также на каждом временном шаге проверяются условия наступления предельного состояния.

Пример и результаты расчета

Расчет проводился на примере однопролетной балки (насадки мостовой опоры) прямоугольного поперечного сечения, загружаемой равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью q при одновременной действии хлоридсодержащей среды со всех сторон (рис. 5).

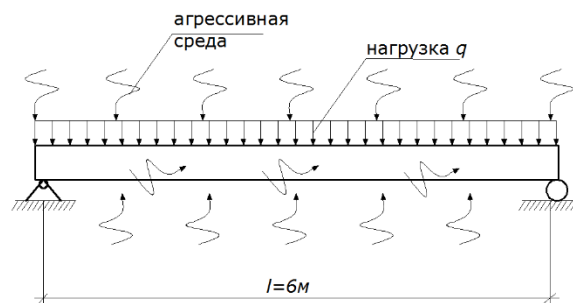


Рисунок 5. Расчетная схема балки под действием нагрузки и хлоридсодержащей среды (составлен авторами)

Размеры поперечного сечения и схема армирования показаны на рис. 6.

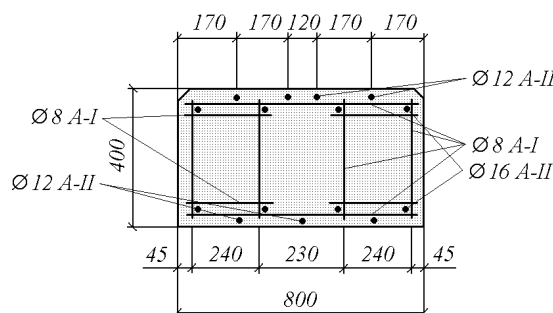


Рисунок 6. Схема армирования поперечного сечения балки (составлен авторами)

Сечение балки аппроксимировалось сеткой точек густотой 24 точки по высоте и 48 точек по ширине.

Предварительные расчеты показали, что для получения достаточной устойчивости гистограммы долговечности объем генерируемой последовательности случайных чисел при уровне значимости $\gamma = 0.9$ составил от 8 000 до 12 000. Для статистического анализа результатов расчета использовались стандартные процедуры, а для нахождения эмпирической обеспеченности P значений долговечности T_{cl} применялась эмпирическая функция надежности.

При имеющейся гистограмме относительной частоты долговечности $f(\tilde{X})$ для случайного параметра \tilde{X} использовалась следующая последовательность расчета обеспеченности:

№ интервала гистограммы долговечности	1 интервал	2 интервал	...	n-й интервал
$f_i(\tilde{X})$	f_1	f_2	...	f_n
$\sum_1^i f_i(\tilde{X})$	f_1	f_1+f_2	...	$\sum_1^n f_n$
Эмпирическая вероятность, $F_i(\tilde{X}) = \left(\sum_1^i f_i\right) * \Delta$ \tilde{X} :	$F_1 = f_1 * \Delta$	$F_2 = (f_1+f_2) * \Delta$...	$F_n = \left(\sum_1^n f_n\right) * \Delta$
Эмпирическая обеспеченность, \tilde{X} %: $P_i(\tilde{X}) = (1 - F_i) * 100\%$	$P_1 = (1 - F_1) * 100\%$	$P_2 = (1 - F_2) * 100\%$...	$P_n = (1 - F_n) * 100\%$

Где: Δ – интервал гистограммы, $f_i(\tilde{X})$ – относительная частота случайного параметра на i интервале; $F_i(\tilde{X})$ – эмпирическая вероятность случайного параметра на i интервале, $P_i(\tilde{X})$ – эмпирическая обеспеченность случайного параметра на i интервале

Хотя интегральный и дифференциальный законы распределения случайных величин обычно обеспечивают полную характеристику случайной величины, но на практике нередко хватает нескольких статистических характеристик случайной величины (выборочного среднего, дисперсии выборки, коэффициентов вариации, асимметрии и эксцесса) которые можно найти с помощью известных формул.

Для расчетного анализа использовались приведенные выше модели деформирования материалов, модели проникания хлоридов, модели коррозионного повреждения арматуры, характеристики случайных параметров которых содержатся в таблице 1.

Таблица 1

Параметр	Ед. изм.	Среднее значение	Коэффициент вариации	Закон распределения	Коэффициенты корреляции
A_{p0}	Па	$0.810 * 10^{10}$	0,13	Н	$\rho(A_{p0}, B_{p0}) = 1$ $\rho(A_{p1}, B_{p1}) = 1$ $\rho(A_{p0}, A_{p1}) = 1$
B_{p0}	Па	$10.800 * 10^{15}$	0,13	Н	
A_{p1}	Па	$0.561 * 10^{10}$	0,13	Н	
B_{p1}	Па	$7.480 * 10^{15}$	0,13	Н	
A_{c0}	Па	$4.181 * 10^{10}$	0,11	Н	$\rho(A_{c0}, B_{c0}) = 1$ $\rho(A_{c1}, B_{c1}) = 1$ $\rho(A_{c0}, A_{c1}) = 1$
B_{c0}	Па	$3.484 * 10^{15}$	0,11	Н	
A_{c1}	Па	$2.855 * 10^{10}$	0,11	Н	
B_{c1}	Па	$2.379 * 10^{15}$	0,11	Н	
D	м ² /год	$3,679 * 10^{-5}$	0,07	Н	-
C_s	кг/м ³	10,09	0,07	Н	-
C_{krit}	кг/м ³	0,83	0,125	Н	-
E	Па	$214000 * 10^6$	0,07	Н	$r(\sigma_T, E) = 1$
σ_T	Па	$450,0 * 10^6$	0,07	Н	
a_3	м	0,045	0,10	Н	-
k_s	м/год	0,0003	0,15	Н	-

Параметр	Ед. изм.	Среднее значение	Коэффициент вариации	Закон распределения	Коэффициенты корреляции
h	м	0,4	0,015	Н	-
b	м	0,8	0,015	Н	-
d_0	мм	16	0,03	Н	-
$q = 0.7 \cdot q_{np}$	кН/м	0,7*26,6	0,10	Условно НР	-

В качестве предельного значения деформации растяжения бетона $\varepsilon_{np,p}^b$ принималась величина $0,5 \cdot 10^{-3}$ и сжатия $\varepsilon_{np,c}^b$ бетона величина $2 \cdot 10^{-3}$.

Расчеты показали, что наибольшая нагрузка, при которой балка, не поврежденная хлоридами, разрушается по бетону равна $26,6 \text{ кН/м}$. Усеченное нормальное распределение (усеченное НР) в таблице 1 принималось для того, чтобы закон распределения нагрузки не выходил в отрицательную область, а долговечность балки не стремилась к бесконечности.

Результаты, полученные в процессе расчета с использованием специально разработанного программного комплекса, графически представляются в виде карты распределения концентрации хлоридов по половине армированного сечения (из-за симметрии), а также в виде эпюр деформаций, напряжений в сечении посередине длины балки (самое нагруженное сечение). Расчеты проводились для уровня нагрузки $q = 0.7 \cdot q_{np}$ при этом использовались математические ожидания исходных параметров. Значение изгибающего момента в самом нагруженном сечении равно $M = 0,084 \text{ МН*м}$, продольное усилие $N = 0$.

Принималось отсутствие хлоридов в начальный момент времени, затем скачком устанавливалось граничное значение концентрации хлоридов на поверхности балки, равное $C = 10,09 \text{ кг/м}^3$. На следующей стадии начиналось продвижение фронта хлоридов внутрь сечения. Карты распределения хлоридов по половине сечения в разные моменты времени приведены на рис. 7. Анализ горизонталей показывает, что к 10 годам фронт хлоридов проник на глубину 5 см, а к 30 годам глубина проникания составила около 10 см. На рис.8 приведены эпюры деформаций по высоте сечения для моментов времени 0, 10, 20, 30 лет.

На рис. 9 показаны эпюры отношения текущей деформации к предельной $\varepsilon / \varepsilon_{пред}$ в разные моменты времени, из которых видно, что к 30 годам это отношение в наиболее растянутой точке внизу сечения достигает значения 1, то есть состояние сечения предельное.

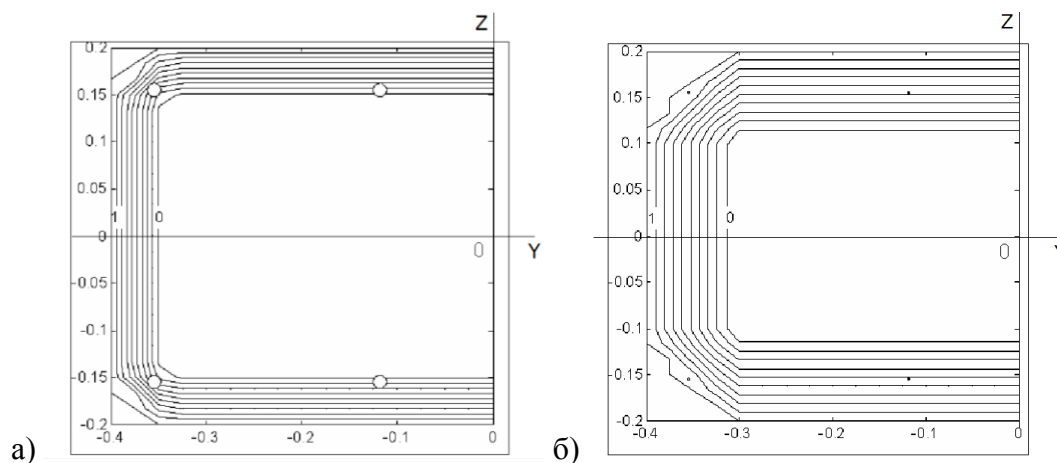


Рисунок 7. Распределение хлоридов по половине сечения балки: а) при $t = 10$ лет, б) при $t = 30$ лет (цифрой 1 обозначена горизонталь, соответствующая граничной концентрации хлоридов 10 кг/м^3 , а цифрой 0 – горизонталь, соответствующая нулевой концентрации) (составлен авторами)

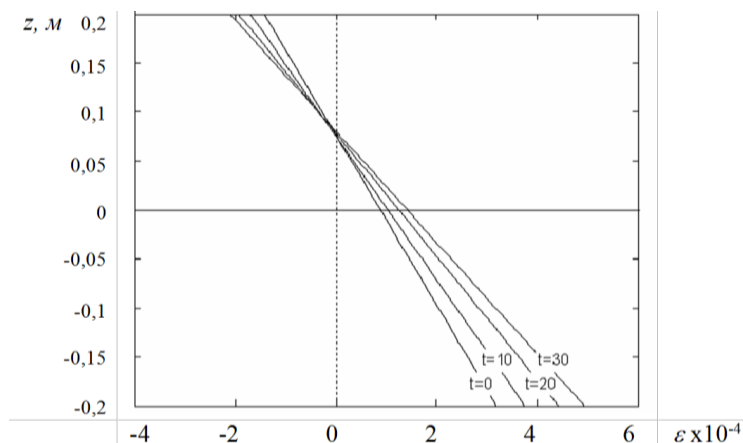


Рисунок 8. Развитие деформаций по высоте балки с течением времени (составлен авторами)

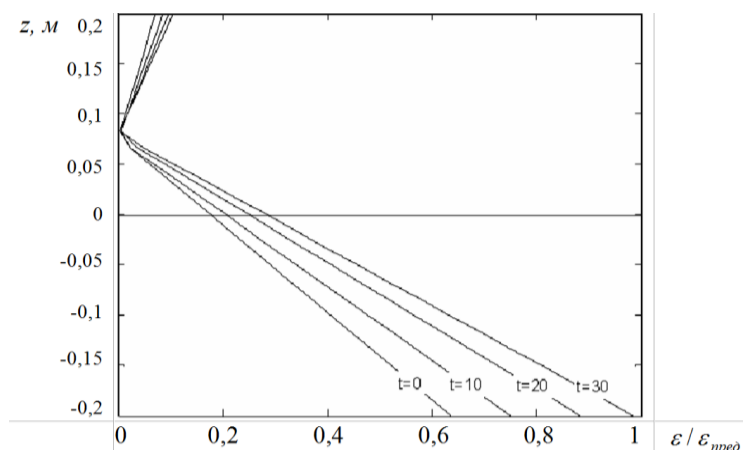


Рисунок 9. Изменение характера эпюр $\varepsilon / \varepsilon_{пред}$ по высоте сечения с течением времени (составлен авторами)

Рис. 10 иллюстрирует кинетику нарастания напряжений в арматуре из-за коррозии, вызывающей уменьшение сечения арматуры и перераспределения напряжений. Заметим, что к 30 годам, когда в бетоне достигается предел отношения $\varepsilon / \varepsilon_{пред}$, в арматуре напряжения еще далеки от предела текучести, равного 450 МПа.

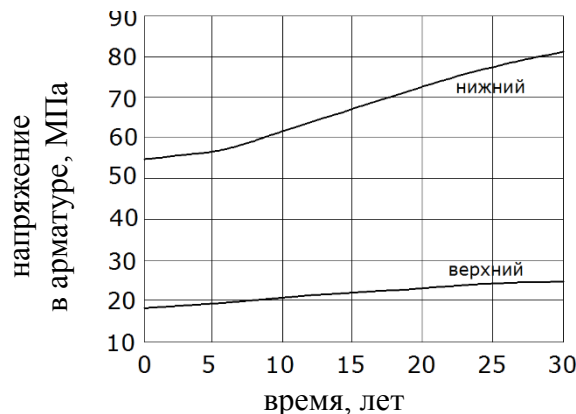


Рисунок 10. Кинетика напряжений в арматурных стержнях во времени (составлен авторами)

Кинетика изменения деформаций в наиболее растянутой точке сечения балки во времени показана на рис. 11, на котором приведены кривые с разной степенью обеспеченности.

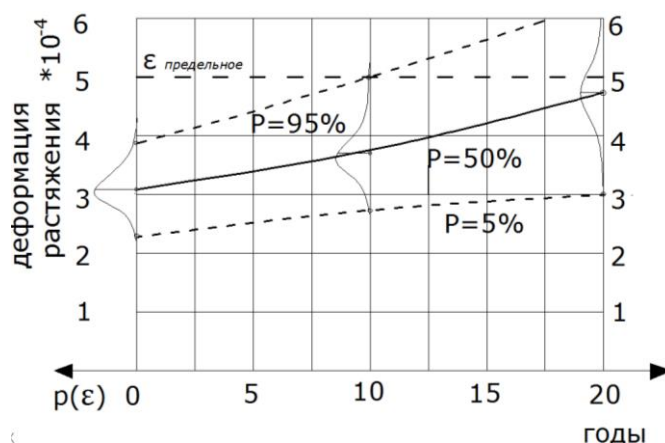


Рисунок 11. Кривые развития деформаций в наиболее растянутой точке сечения, построенные с различной обеспеченностью (составлен авторами)

Результаты расчета долговечности армированного сечения при действии нагрузки $q = 0.7 \cdot q_{np} = 18.62 \text{ кН/м}$, коэффициент вариации которой равен $V_q = 0.1$, и хлоридсодержащей среды, действующей со всех сторон приведены в виде гистограммы долговечности на рис. 12.

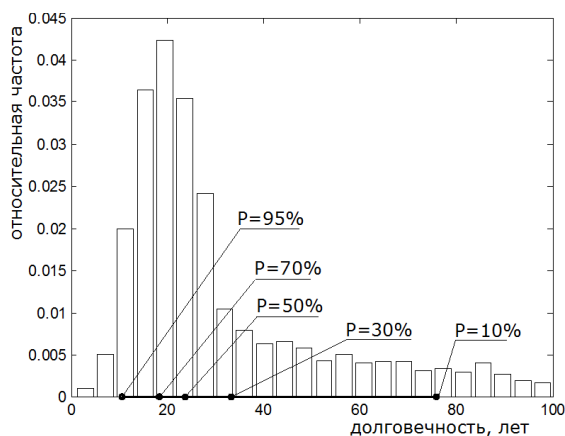


Рисунок 12. Расчетная гистограмма долговечности армированного сечения (составлен авторами)

На этой гистограмме показано, что долговечность сечения с обеспеченностью $P = 95 \%$, 70% , 50% , 30% и 10% оказывается равной 9,7 лет; 17,5 лет; 24,6 года; 32,8 года и 65,6 лет.

Анализ и обсуждение результатов расчета

Гистограмма на рис. 12 построена при учете статистического характера (рассеяния) всех входных параметров: интенсивности внешней нагрузки, коэффициентов диаграммы деформирования бетона, ширины и высоты поперечного сечения, характеристик модели проникания хлоридов в сечение, диаметра арматуры, механических характеристик арматуры, параметров модели коррозии и толщины бетонного защитного слоя.

Но влияние каждого из перечисленных входных параметров на долговечность сечения может оказаться разным и потому возникает вопрос: а следует ли учитывать влияние разброса всех входных параметров при анализе долговечности армированного сечения? С целью исследования этого вопроса долговечность сечения определялась при учете разброса входных параметров каждого по отдельности. В результате были получены интервалы долговечности с разной обеспеченностью при учете каждого параметра по отдельности и всех вместе, которые представлены на рис. 13.

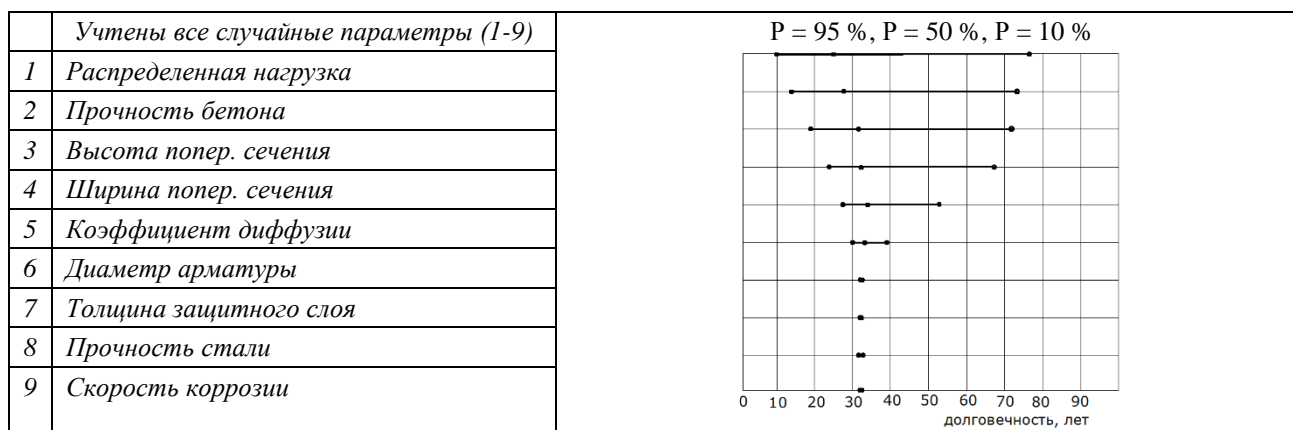


Рисунок 13. Интервалы долговечности при учете случайных параметров по отдельности (составлен авторами)

На этом рисунке левые точки соответствуют 95 % обеспеченности долговечности, средние точки – 50 % обеспеченности, и правые точки 10 % обеспеченности.

Анализ полученных результатов расчета показывает, что меньшее влияние на разброс долговечности сечения оказывают такие случайные параметры: параметры модели скорости коррозии, механические характеристики арматуры (модуль упругости и предел текучести), величина защитного слоя бетона, диаметр арматурных стержней. Так как доверительные интервалы для этих параметров оказались менее 2 лет, что значительно меньше доверительного интервала при учете всех случайных параметров (верхняя линия на рис. 13), то при статистических расчетах долговечности армированных конструкций их можно полагать детерминированными, что уменьшит время расчетного анализа. при расчете. Расчет долговечности сечения при детерминированных значениях всех параметров привел к значению 32 года. Очевидно, что что расчет долговечности при учете статистического характера мало влияющих параметров дает близкие к этой цифре значения. Как свидетельствует рис. 13, самое большое влияние на разброс долговечности оказывает интенсивность внешней нагрузки, математическое ожидание которой составляет $0,7 \cdot q_{np}$, а коэффициент вариации $V_q = 0,1$, причем соответствующая гистограмма долговечности армированного сечения (рис. 14) ассиметрична со срединным значением 27,3 лет (при обеспеченности $P = 50 \%$)

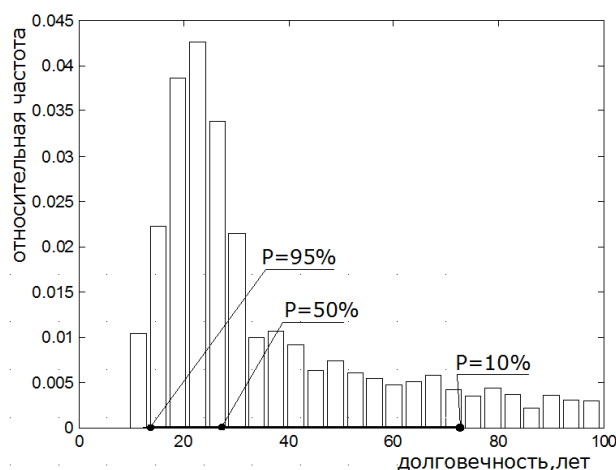


Рисунок 14. Расчетная гистограмма долговечности армированного сечения при учете статистического характера только интенсивности нагрузки (составлен авторами)

Заключение

Приведённый в работе набор соотношений и уравнений с учетом начальных и граничных условий представляет собой обобщенную модель деформирования изгибаемого армированного (железобетонного элемента) описывающую процесс его деформирования при совместном действии нагрузки и хлоридсодержащей среды причем с учетом случайного характера основных расчетных параметров.

Разработанная методика, алгоритм и программа позволяют с помощью метода статистического моделирования выполнять вероятностное моделирование и оценку напряженного состояния, долговечности армированных изгибаемых конструкций при совместном действии нагрузки и хлоридсодержащей среды.

Проведенное численное моделирование позволило оценить деформированное состояние и долговечность изгибаемого армированного элемента, в качестве которого могут выступать железобетонные элементы мостовых конструкций (балки, насадки) с учетом случайных свойств расчетных параметров, проанализирован вероятностный характер напряженно-деформированного состояния и долговечности армированного сечения и установлено большое рассеяние долговечности, причем гистограмма долговечности имеет ассиметричную форму, смещенную в сторону меньшей долговечности.

Установлено разное влияние входных случайных параметров на долговечность армированного сечения, причем оказалось, что наибольшее влияние на рассеяние долговечности оказывают случайные параметры нагрузки и механических характеристик бетона. Характеристики арматуры, хлоридсодержащей среды, защитного слоя можно считать детерминированными, так как их влияние на интервал рассеяния долговечности весьма мало по сравнению с другими.

ЛИТЕРАТУРА

1. Защита от коррозии металлических и железобетонных мостовых конструкций методом окрашивания / И.Г. Овчинников, А.И. Ликверман, О.Н. Распоров и др. – Саратов: Изд-во «Кубик», 2014. – 504 с.: ил. 155., табл. 23., библи. 175 наим.
2. Овчинников И.И., Овчинников И.Г., Мандрик-Котов Б.Б., Михалдыкин Е.С. Проблемы применения полимерных композиционных материалов в транспортном строительстве // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» Том 8, №6 (2016) <http://naukovedenie.ru/PDF/89TVN616.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. 19 с.
3. Овчинников И.И., Мигунов В.Н., Овчинников И.Г. Моделирование кинетики деформирования армированных конструкций в специальных эксплуатационных средах – Пенза, ПГУАС, 2014. – 280 с.
4. Brown R.D. Design Prediction of the Life for Reinforced Concrete in Marine and Other Chloride Environments / R.D. Brown // Durability of Building Materials, – Amsterdam: Elsevier Scientific, 1982. – Vol. 1. – P. 113-125.
5. Vassie P.R. Reinforcement corrosion and the durability of concrete bridges / P.R. Vassie // Proc. Inst. Civ. Eng. 1984. – Vol. 76. – № 8. – P. 713-723.
6. Thoft-Christensen P. Deterioration of concrete structures. In: Proceedings of first international conference on bridge maintenance, safety and management. – Barselona, 2002. 7 p.

7. Gaal G.C. Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands / G.C. Gaal, C. Veen, M.H. Djorai // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 61-63.
8. Andrade C. Advances In Design And Residual Life Calculation With Regard To Rebar Corrosion Of Reinforced Concrete / C. Andrade, D. Izquierdo, J. Rodriguez // Бетон и железобетон. Материалы конференции. – М., 2005. – P. 36-39.
9. Biondini F. & Vergani M. Damage modeling and nonlinear analysis of concrete bridges under corrosion. In: Biondini & Frangopol, editors. Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. London. Taylor & Francis Group, 2012. p. 209-210.
10. Овчинников И.Г., Овчинников И.И. Учет вероятностного характера деградационных процессов при расчетной оценке долговечности железобетонных конструкций транспортных сооружений // Дороги и мосты. 2012. выпуск 28/2. с. 118-133.
11. Frangopol D.M. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack / D.M. Frangopol, K.-Y. Lin, A.C. Estes // J. Struct. Eng., ASCE. 1997. – Vol. 123(3). – P. 286-297.
12. Ciampoli M. Probability-based durability design of reinforced concrete structures / M. Ciampoli, P. Giovenale, L. Petrichella // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 211-215.
13. Frangopol D.M., Akiyama M., Matsuzaki H. Life-Cycle Reliability of RC Bridge Piers under Seismic and Airborne Chloride Hazards. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, John Wiley & Sons, Ltd, 2011. Vol 40, No. 15, 1671-1687.
14. Frangopol D.M., Akiyama M., Suzuki M. Integration of the Effects of Airborne Chlorides into Reliability-Based Durability Design of R/C Structures in a Marine Environment. Structure and Infrastructure Engineering, Taylor & Francis, 2012, Vol. 8, No. 2, 125-134.
15. Frangopol D.M., Akiyama M., Matsuzaki H. Reliability-Based Durability Design and Service Life Assessment of Concrete Structures in an Aggressive Environment. In: Maintenance and Safety of Aging Infrastructure (Edited by D.M. Frangopol and Y. Tsompanakis), London, CRC Press / Balkema, Taylor & Francis Group, 2014, p. 1-26.

Ovchinnikov Ilya Igorevich

Yuri Gagarin state technical university of Saratov, Russia, Saratov
E-mail: bridgeart@mail.ru

Chen Tao

Moscow state automobile & road technical university, Russia, Moscow
E-mail: 313085767@qq.com

Ovchinnikov Igor Georgievich

Yuri Gagarin state technical university of Saratov, Russia, Saratov
Perm national research polytechnic university, Russia, Perm
National research nuclear university «MEPhI»
Balakovo institute of engineering and technology (branch), Russia, Balakovo
E-mail: bridgesar@mail.ru

Probabilistic modeling of behavior of reinforced bridge structures in aggressive operating conditions

Abstract. The problem of probabilistic modeling of the behavior of reinforced bridge structures under the combined action of a load and a chloride-attack is considered. A generalized model of deformation of bent elements is constructed that takes into account the probabilistic nature of the load, the penetration of the chloride-containing medium, the corrosion damage of the reinforcement, the dispersion of the geometric characteristics of the bent reinforced concrete elements, the thickness of the protective layer, and the probabilistic nature of the mechanical characteristics of concrete and reinforcement.

The technique of probabilistic modeling of the stress-strain state and the durability of the bent reinforced elements is developed. On the example of a reinforced beam with rectangular cross section (bridge support) loaded with a uniformly distributed load and subjected to a comprehensive action of the chloride-containing medium, a computational analysis of the deformation process and evaluation of the durability using the statistical modeling method were performed.

Durability was calculated taking into account the random properties of the load, the mechanical characteristics of concrete and reinforcement, the geometric dimensions of the section and the characteristics of the chloride-containing medium that causes the destruction of concrete and corrosion of the reinforcement. The influence of various random parameters on the dispersion of the durability of a loaded reinforced beam in a chloride-containing medium was analyzed.

The influence of input random parameters on the durability of a beam is determined differently, random effects of load and mechanical characteristics of concrete exert the greatest influence on the dispersion of durability. The characteristics of the armature, the chloride-containing medium, the protective layer can be considered deterministic, since their influence on the scattering interval of longevity is very small in comparison with other.

Keywords: probabilistic modeling; reinforced construction; chloride corrosion; durability; deformation model; destruction of concrete; corrosion of reinforcement

REFERENCES

1. Ovchinnikov I.G., Likverman A.I., Razorov O.N. and etc. (2014). Zashchita ot korrozii metallicheskih i zhelezobetonnykh mostovykh konstruksii metodom okrashivaniya. [*Protection against corrosion of metal and reinforced concrete bridge structures by the staining method.*] Saratov: Publishing house "Kubik", p. 504.

2. Ovchinnikov I.I., Ovchinnikov I.G., Mandrik-Kotov B.B., Mikhaldykin E.S. (2016). Problems of using polymeric composite materials in transport construction. *Naukovedenie*, [online] 6(8), pp. 1-19. Available at: <http://naukovedenie.ru/PDF/89TVN616.pdf> (in Russian).
3. Ovchinnikov I.I., Migunov V.N., Ovchinnikov I.G. (2014). Modelirovanie kinetiki deformirovaniya armirovannykh konstruksii v spetsial'nykh ekspluatatsionnykh sredakh. [*Simulation of the kinetics of deformation of reinforced structures in special operating environments.*] Penza: PGUAS, p. 280.
4. Brown R.D. (1982). Design Prediction of the Life for Reinforced Concrete in Marine and Other Chloride Environments. *Elsevier Scientific*, 1, pp. 113-125.
5. Vassie P.R. (1984). Reinforcement corrosion and the durability of concrete bridges. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 8(76). pp. 713-723.
6. Thoft-Christensen P. (2002). Deterioration of concrete structures. *Barcelona*, p. 7.
7. Gaal G.C., Veen C., Djorai M.H. (2002). Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands. *Barcelona*, pp. 61-63.
8. Andrade C., Izquierdo D., Rodriguez J. (2005). Advances In Design And Residual Life Calculation With Regard To Rebar Corrosion Of Reinforced Concrete. *Concrete and Reinforced Concrete*, pp. 36-39.
9. Biondini F., Vergani M. (2012). Damage modeling and nonlinear analysis of concrete bridges under corrosion. *Taylor & Francis Group*, pp. 209-210.
10. Ovchinnikov I.G., Ovchinnikov I.I. (2012). Accounting for the probabilistic nature of degradation processes in calculating the longevity of reinforced concrete structures of transport structures. *Roads and bridges*, 28(2), pp. 118-133. (in Russian).
11. Frangopol D.M., Lin K.-Y., Estes A.C. (1997). Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack. *ASCE*, 123(3), pp. 286-297.
12. Ciampoli M., Giovenale P., Petrichella L. (2002). Probability-based durability design of reinforced concrete structures. *Barcelona*, pp. 211-215.
13. Frangopol D.M., Akiyama M., Matsuzaki H. (2011). Life-Cycle Reliability of RC Bridge Piers under Seismic and Airborne Chloride Hazards. *John Wiley & Sons*, 15(40), pp. 1671-1687.
14. Frangopol D.M., Akiyama M., Suzuki M. (2012). Integration of the Effects of Airborne Chlorides into Reliability-Based Durability Design of R/C Structures in a Marine Environment. *Taylor & Francis*, 2(8), pp. 125-134.
15. Frangopol D.M., Akiyama M., Matsuzaki H. (2014). Reliability-Based Durability Design and Service Life Assessment of Concrete Structures in an Aggressive Environment. Ed. by D.M. Frangopol, Y. Tsompanakis., *Taylor & Francis Group*, pp. 1-26.