

О. И. ДУБИНЧИК (ДИИТ)

ВЛИЯНИЕ КОРРОЗИИ БЕТОНА И АРМАТУРЫ НА ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ

Розглянуто питання роботи залізобетонних конструкцій прогінних будов залізничних мостів, що мають ушкодження у вигляді корозії бетону та арматури. Наведені залежності для визначення міри накопичення ушкоджень в процесі корозії бетону та арматури у часі.

Рассмотрены вопросы работы железобетонных конструкций пролетных строений железнодорожных мостов, имеющих повреждения в виде коррозии бетона и арматуры. Предложены зависимости для определения меры накопления повреждений в процессе коррозии бетона и арматуры во времени.

The article examines the questions of the work of reinforced concrete span structures of railway bridges having damages in the form of corrosions of the concrete and armature and offers the dependencies for determination of the measure of damage accumulation in the process of corrosion of concrete and armature in time.

Проблема повышения долговечности мостовых конструкций в современных условиях является одной из основных. Теория надежности определяет термин долговечности, как свойство объекта сохранять работоспособное состояние до наступления предельного состояния. Для искусственных сооружений железнодорожного транспорта основным критерием долговечности является срок службы.

Долговечность конструкций из железобетона зависит от большого числа факторов, основными из которых являются: тип и конструктивные особенности сооружения, условия эксплуатации, состав железобетона.

Считается, что если принять железобетон надлежащего состава, выбрать правильно конструктивные элементы, использовать в случае необходимости защитные мероприятия и качество строительных работ при возведении сооружения будет высоким, то такие сооружения будут долговечными.

Однако железобетон – материал не универсальный. Опыт эксплуатации транспортных железобетонных конструкций показывает, что в большинстве случаев на конструкции из железобетона одновременно с силовыми нагрузками действуют различные коррозионные факторы: воздействие агрессивной атмосферы, грунтов, постоянного электрического тока, которые через какой-то промежуток времени могут привести к заметному снижению их прочности и преждевременному разрушению. Это значительно снижает эффективность их применения, а иногда даже создает опасность для движения поездов.

Бетон – многокомпонентный композитный материал, обладающий свойствами упругости, псевдопластичности и ползучести, старения и наследственности, благодаря чему в нем переплетаются многие явления сложной физической природы [2]. Неоднородность бетона проявляется на всех микро- и макроуровнях его структуры. Кроме того, структурные характеристики этого материала существенно зависят от уровня приложенной нагрузки, характера и длительности ее воздействия и многих других факторов.

Процессы деформирования и разрушения бетона при кратковременном и длительном нагружении, во-первых, физически нелинейны, во-вторых, отчетливо зависят от времени, в-третьих, носят ярко выраженный вероятностный характер.

Бетон разрушается в местах наиболее опасных дефектов структуры. Коррозионные процессы могут одновременно с действующими нагрузками увеличивать перенапряжения, возникающие в местах наиболее опасных дефектов, и тем самым ускорять процесс разрушения, порождая новые дефекты. В структуре бетона можно условно выделить следующие основные типы дефектов: макрополости, микрополости, ослабленные участки контактов цементного камня с поверхностью заполнителей и контакты зерен заполнителей без прослойки цементного камня [7].

Макрополости образуются за счет избыточной воды затворения и есть во всех бетонах, поскольку для получения удобоукладываемых бетонных смесей воды берут на 25...30 % больше, чем это необходимо для гидратации цемента.

Микрополости образуются за счет контракционных процессов, возникающих при гидратации цемента. После затворения цемента контракционные явления вызывают появление растягивающих усилий, которые сосредотачиваются на перемычках между микрополостями. Величина возникающих при этом напряжений зависит от степени гидратации клинкерных минералов цемента и может приводить к разрыву пленок цементного камня.

Ослабленные участки контактов цементного камня с поверхностью заполнителей возникают в местах утолщения водяных пленок на поверхности заполнителей, что приводит к уменьшению плотности цементного камня в зоне контакта с поверхностью заполнителя.

Контакты зерен заполнителей без прослойки цементного камня происходят из-за недостатка цементного теста в бетонной смеси для заполнения всех пустот между зернами заполнителя. Кроме того, за счет внешнего расслаивания появляются щели и рыхлые места в верхней части бетона, а под зернами относительно крупных частиц заполнителя и арматуры – неплотности, образующиеся от внутреннего расслаивания бетонной смеси, и микротрещины усадочного характера, возникающие при значительном температурном или влажностном градиенте.

Таким образом, в бетоне еще до приложения нагрузок имеются структурные дефекты и разрывы обуславливающие его пониженную прочность по сравнению с теоретически возможной.

В зависимости от состава и структуры бетона, вида конструкции, характера и величины рабочих нагрузок и условий эксплуатации разрушающее действие на бетон оказывают такие виды коррозии: сульфатная, коррозия выщелачиванием, общекислотная, магнезиальная, коррозия за счет подсоса и кристаллизации солей, биологическая, а также многократное попеременное замораживание и оттаивание воды в порах бетона; усадка и набухание цементного камня при изменении влажности, химическое воздействие различных агрессивных газов, различные механические воздействия.

В качестве оценки меры накопления повреждений бетона можно принять априорную меру повреждений ψ , выразив ее через

$$\psi = \frac{R_{b,n} - R_{b,cr}}{R_{b,0} - R_{b,cr}}. \quad (1)$$

В начале нагружения

$$R_{b,n} = R_{b,0}, \quad \psi = 1;$$

в момент разрушения

$$R_{b,n} = R_{b,cr}, \quad \psi = 0,$$

где $R_{b,0}$ – прочность бетона пролетных строений в начале нагружения; $R_{b,n}$ – то же после приложения n циклов повторного нагружения; $R_{b,cr}$ – значение расчетного сопротивления бетона сжатию перед разрушением элемента, определяемое из условия

$$R_{b,cr} > R_{bf}, \quad (2)$$

где R_{bf} – расчетное сопротивление бетона сжатию при многократно повторяющихся нагрузках, вычисляемое по формуле [5]

$$R_{bf} = m_{b1} R_b = 0,6 \beta_b \rho_b R_b, \quad (3)$$

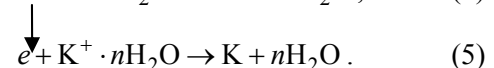
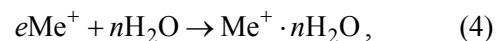
где m_{b1} – коэффициент условий работы; R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию при расчетах по предельным состояниям первой группы; β_b – коэффициент, учитывающий рост прочности бетона во времени; ρ_b – коэффициент, зависящий от асимметрии цикла повторяющихся напряжений

$$\rho_b = \frac{\sigma_{b,\min}}{\sigma_{b,\max}}.$$

Значение прочности бетона пролетных строений в начале эксплуатации берется из проектной документации. Прочность бетона после приложения n циклов нагрузки определяется во время технической диагностики неразрушающим методом – склерометром Шмидта.

Как показали исследования, изменение прочности бетона и количества циклов нагружения в единицу времени, является широкополосным случайным процессом. Поэтому слагаемые, входящие в функцию меры накопления повреждений, также являются случайными величинами.

Коррозия арматуры в бетоне это электрохимический процесс взаимодействия металла с окружающей средой. Электрохимическое растворение металлов в процессе коррозии представляется в виде двух сопряженных реакций: анодной, заключающейся в переходе ион-атомов металла из кристаллической решетки в раствор, и катодной, заключающейся в ассимиляции освобождающихся при анодной реакции электронов [1]: анодная реакция (4); катодная реакция (5)



Процесс коррозии в железобетонных пролетных строениях мостов может происходить по трем основным схемам:

1) коррозия арматуры начинается после разрушения защитного слоя бетона в результате механических повреждений (сколы, отколы бетона) и оголения стержней арматуры;

2) развитие коррозии начинается с арматуры, когда бетон не обладает достаточными защитными свойствами (недостаточная толщина защитного слоя), но и не разрушается под действием среды, которая не является по отношению к нему агрессивной;

3) коррозия арматуры развивается в результате атмосферных воздействий через трещины, которые появились в бетоне конструкции.

По характеру разрушения поверхности арматуры различают следующие основные виды коррозии:

- равномерная или общая коррозия, т. е. равномерно распределенная по поверхности металла;
- местная или локальная (пятнами), сосредоточенная на отдельных участках поверхности;
- точечная коррозия (питтинг), сосредоточенная на очень малых участках поверхности, но отличающаяся глубоким прониканием,
- межкристаллитная коррозия, когда разрушение сосредотачивается на границах кристаллов.

Обычно встречается одновременно несколько видов коррозионных разрушений. В начале развития процесса часто наблюдается коррозия пятнами, в дальнейшем переходящая в общую, с развитием глубоких местных изъязвлений.

Местная коррозия арматуры, несмотря на меньшие вызываемые ею весовые потери металла, более опасна, чем общая, так как приводит к быстрой потере прочности отдельных участков. Коррозионное разрушение тем опаснее, чем ограничenee участки, на которых оно сосредоточено.

Особенно резко понижает прочность межкристаллитная коррозия, нарушающая связи между кристаллами, несмотря на малые весовые потери металла.

Мера накопления повреждений арматуры определяется по формуле

$$\psi = \frac{\sigma_{s \max}(t) - R_{sf}}{\sigma_{sk}(t) - R_{sf}}, \quad (6)$$

где $\sigma_{sk}(t)$ – номинальное напряжение в арматуре в сечении над участком местной коррозии; R_{sf} – предельное сопротивление выносливости; $\sigma_{s \max}(t)$ – напряжение в арматуре в зоне коррозии к моменту времени t , определяемое зависимостью [6]

$$\sigma_{s \max}(t) = k \sigma_{sk}(t); \quad (7)$$

$$k = 1 + 0,23 \frac{h_{\text{кор}}}{b}; \quad (8)$$

$$b = d - h_{\text{кор}}, \quad (9)$$

где k – коэффициент концентрации напряжений; d – первоначальный диаметр арматуры; b – непрокорродированный диаметр арматуры; $h_{\text{кор}}$ – глубина коррозии, которая вычисляется по формуле [3]

$$h_{\text{кор}} = 0,15 [\ln(11,11a)]^{2/3} T^{0,15} \sqrt{a}, \quad (10)$$

где a – ширина раскрытия трещины, мм; T – годы эксплуатации конструкции.

Для (6) выполняются условия

$$\sigma_{s \max}(t) = \sigma_{sk}(t), \quad \psi = 1; \quad (11)$$

$$\sigma_{s \max}(t) = R_{sf}, \quad \psi = 0. \quad (12)$$

Таким образом, $\psi = 1$ соответствует случаю незагруженного элемента, а $\psi = 0$ – моменту достижения напряжений в арматуре конструкции предельного сопротивления выносливости R_{sf} .

С учетом зависимостей (7) и (8) величина меры накопления повреждений арматуры определяется выражением

$$\psi = \frac{\left(1 + 0,23 \frac{h_{\text{кор}}}{d - h_{\text{кор}}}\right) \sigma_{sk}(t) - R_{sf}}{\sigma_{st}(t) - R_{sf}}. \quad (13)$$

Допустимый уровень накопления повреждений устанавливается в зависимости от требуемого уровня надежности пролетных строений (таблица) [4].

Таблица
Допустимые значения меры повреждения

Значение меры повреждения ψ_{cr}	0,65	0,60	0,55	0,50
Вероятность неразрушения $P(\psi)$	0,999	0,998	0,995	0,985
Значение меры повреждения ψ_{cr}	0,45	0,40	0,35	0,30
Вероятность неразрушения $P(\psi)$	0,958	0,897	0,794	0,641

В целом до настоящего времени вопрос назначения оптимального уровня надежности для мостовых конструкций не решен. Уровень надежности при проектировании пролетных строений установлен 0,90 по образованию трещин в защитном слое и 0,95 – по достижению трещинами допустимой величины раскрытия 0,2 мм, при наступлении отказа в виде хрупкого разрушения бетона в конструкциях – 0,999, а при наступлении отказа без потери несущей способности – 0,95 [4].

Наступление предельного состояния по условиям выносливости бетона и арматуры в пролетных строениях мостов связано с достаточно большими материальными затратами и представляет опасность для жизни людей, и поэтому уровень надежности не должен быть ниже 0,95.

Определив меру накопления повреждений, по результатам обследования мостовой конструкции, и сравнив её с допустимым значением, можно судить о состоянии пролетного строения и о возможности дальнейшей его эксплуатации.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. Под ред. В. М. Москвина. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.
2. Мамажанов Р. К. Вероятностное прогнозирование ресурса железобетонных пролетных строений мостов. – Ташкент: Фан. – 1993. – 156 с.
3. 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.
4. Низамутдинова Р. З. Выбор меры накопления повреждений для оценки ресурса железобетонных пролетных строений мостов // Межвуз. сб. науч. тр. / ТашИИТ. 1996. Вып.226/62. С. 62-66.
5. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 200 с.
6. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. Т. II. – М.: Стройиздат, 1973. – 24 с.
7. Чехов А. П. Защита строительных конструкций от коррозии. – К.: Вища шк. – 1977. – 216 с.

Поступила в редколлегию 21.09.20004.