

Таким образом, микроскопический анализ подтверждает данные седиментационного анализа о наличии диспергирующего эффекта. Диспергирование крупных частиц на мелкие ведет к резкому возрастанию удельной поверхности частиц и, как результат, к увеличению водоудерживающей способности шлама [5]. Этим можно объяснить эффекты повышения в растворах водоудерживающей способности и снижение распадаемости. В последнем случае сказывается также уменьшение водоцементного отношения, имеющее место при использовании добавкиЗИ.

При выборе соотношения компонентов следует также учитывать марку раствора. Так, с целью снижения стоимости заменителя извести для «тощих» растворов рекомендуется снижать расход добавки СПС и повышать содержание шлама. Расчеты показывают, что, при замене в строительных растворах извести на комплексную добавкуЗИ, расход последней уменьшается от 2 до 5 раз. Стоимость новой добавкиЗИ в пересчете на 1 м³ раствора в 2,5 - 3 раза меньше стоимости извести.

УДК 624.012

Леонovich С.Н.

КОРРОЗИЯ АРМАТУРЫ: ОБЩИЕ ПОДХОДЫ К РАСЧЕТУ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. ВВЕДЕНИЕ

Традиционно проектирование долговечности железобетонных конструкций основывается на безусловных правилах для материалов, композиций материалов, производственных условий, конструктивных размеров и т. п. Примерами таких правил являются требования минимального защитного слоя бетона, максимального водоцементного отношения, минимального расхода цемента, ограничение ширины раскрытия трещин, количество вовлеченного воздуха, тип цемента, покрытие бетона. Эти правила иногда относятся к типу экспозиции конструкции в окружающей среде, такому как климат внутри помещения, влажные условия, наличие мороза и солей-антиобледенителей, морская вода и т. д. Цель всех этих правил – обеспечить несущую способность конструкций, хотя при этом срок службы не представляется в чистом виде как дефиниция.

Современные зарубежные нормы будут в наибольшей степени базироваться на качестве зданий. Должно быть гарантировано, что это качество будет существовать в течение всего срока службы этого здания. Используя вышеупомянутые правила невозможно дать точного соотношения между качеством и сроком службы. Для бетона, а также других строительных материалов, еще не существует таких соотношений в качестве проектных методик, они развиваются.

В 90-е годы у владельцев и арендаторов зданий возрос интерес к требованиям по сроку службы конструкций. Это явилось логическим следствием большей осведомленности о качестве и ценах зданий. Понимание долговечности как неотъемлемой части качества зданий стало само собой разумеющимся. Также усиленно придавалось значение тому факту, что общая стоимость включает в себя не только прямую стоимость строительства, но также расходы на содержание и ремонт. Как результат, аспекты долговечности и срока службы были выделены в контрактах. Потребовались новые методы более точного проектирования долговечности конструкций. С другой стороны, обширные исследования долговечности бетона в 70-90^{ых} годах дали надежную информацию о

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Чистяков Б.З., Лялинов А.Н. Использование минеральных отходов промышленности в производстве строительных материалов. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1984. - 152с.
2. Вебер М.А. Производство строительных растворов в Главленинградстрое. - Ленинград: Бюллетень технической информации Главленинградстроя, 1958. - 24 с.
3. Громогласов А.А., Копылов А.С., Пильщиков А.П. Водоподготовка: процессы и аппараты. – М.: Энергоиздат, 1990. - 272 с.
4. Рекомендации по физико-химическому контролю состава и качества суперпластификатора С-3, М., НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. - 5с.
5. Дворкин Л.И., Кизима В.П. Эффективные литые бетоны. - Львов: Вища шк., 1986. - 143 с.

разрушительных процессах. Основываясь на этом знании, уже сейчас возможно включить долговечность при проектировании железобетонных конструкций.

Проектировщик строительных конструкций должен быть в состоянии обеспечить исполнение требования срока службы. Для него простая модель долговечности, показывающая изменение качества во времени как функция соответствующих проектных параметров, является ценным средством. С помощью моделей долговечности проектировщик может принять решение по требуемым размерам конструкций и используемым для них материалам с учетом требований срока службы. Даже приблизительные модели дадут рациональную основу для проектирования долговечности.

Много факторов внешней среды воздействуют на механизмы деградации материалов, но их точное влияние трудно прогнозировать, т.к. они значительно локально изменяются. Кроме того, свойства самих строительных материалов могут существенно различаться. Ввиду этих и других факторов, являющихся причиной значительного разброса, качество и срок службы конструкции предпочтительно трактовать стохастически. Это означает, что должны приниматься в расчет не только средние значения, но и их распределения. Стохастический подход в проектировании принимает в расчет реальную природу качества конструкций, делая возможным надежный расчет конструкций.

К сожалению, инженерное сообщество нашей Республики в решении этой проблемы стоит далеко в стороне от столбовой дороги развития науки. Первым реальным шагом была научно-исследовательская работа «Разработать концепцию формирования нормативных документов, регламентирующих вопросы долговечности в строительстве», выполненная в 2000 г. по заказу Министерства архитектуры и строительства [1]. Однако после этого, ни МАНС, ни его специализированное предприятие «Стройтехнорм» не проявили интереса к реализации этой концепции.

Представляется, что назрела необходимость в рамках Государственной программы фундаментальных исследований

«Строительство и архитектура» учредить подпрограмму «Проектирование долговечности железобетонных конструкций», основными задачами которой бы являлись:

1. Исследование методов для учета деградации материалов при проектировании конструкций;
2. Изучение и выбор моделей для наиболее общих факторов деградации железобетонных конструкций;
3. Изучение стохастических методов проектирования долговечности;
4. Изложение процедуры проектирования для железобетонных конструкций с разясяющими примерами.

В статье излагается культивируемое автором в последние годы мнение о том, что уже сегодняшний уровень знаний позволяет создать ряд нормативных документов по расчету долговечности железобетонных конструкций [2...7].

2. БЕТОН КАК ЗАЩИТНЫЙ МАТЕРИАЛ ДЛЯ АРМАТУРЫ

Совместная работа бетона и стали основывается в том числе и на том, что бетон защищает арматуру от химической и физической коррозии. Химическое действие бетона определяется его щелочностью, которая приводит к формированию оксидного слоя на поверхности стали. Это явление называется пассивацией, так как оксидный слой предотвращает распространение коррозии. Бетон также является физическим барьером против факторов, которые содействуют коррозии, такие как вода, кислород и хлориды.

В железобетонных конструкциях, находящихся на открытом воздухе, коррозия арматуры имеет место, если происходят изменения в бетоне, окружающем сталь. Изменения могут быть физические, такие как трещинообразование и фрагментация, незащищенная часть поверхности стали на открытом воздухе и выпуски арматуры без физической и химической защиты бетона.

Химические изменения также имеют место в бетоне, окружающем арматуру. Наиболее известные из них следующие:

1. Карбонизация бетона вследствие воздействия двуокиси углерода;
2. Проникновение агрессивных анионов, особенно хлоридов в бетон.

Карбонизация – это реакция двуокиси углерода (в воздухе) с гидратированными цементными минералами в бетоне. Это явление имеет место на всех поверхностях бетона, соприкасающихся с воздухом, в результате чего снижается pH в карбонизированной зоне. В карбонизированном бетоне разрушается защитная пассивирующая плёнка на поверхности стали и коррозия продолжается свободно. Воздействие хлоридов основывается не на уменьшении pH, а на их способности иначе разрушать пассивирующую плёнку.

3. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ДОЛГОВЕЧНОСТИ

Два предельных состояния могут быть идентифицированы относительно срока службы:

1. Срок службы заканчивается, когда сталь депассивируется. Это правило обычно применяется ко всем случаям коррозии, побуждаемой хлоридами, т. к. скорость проникновения при локальном воздействии недостаточно надежно оценивается количественно, и поэтому изменчивость относительно периода развития коррозии является высокой. Таким образом, срок службы ограничивается только начальным периодом (время, за которое агрессивный агент достигает стали и вызывает депассивацию).

Это правило также применяется ко всем предварительно напряженным сталям. Растягивающее напряжение стержней обычно настолько высоко, что уменьшение площади поперечного сечения является недопустимым, и как результат, поверхностная коррозия приводит к риску трещинообразова-

ния ввиду коррозионных напряжений. В случаях, когда коррозия не допустима, для расчета срока службы может быть использована следующая формула:

$$t_L = t_0, \quad (1)$$

где t_L – срок службы;

t_0 – начальное время коррозии.

2. Предельное состояние основывается на трещинообразовании защитного слоя бетона в результате образования оксидов в течение коррозии. В этом случае срок службы включает некоторый период распространения коррозии в течение которого площадь поперечного сечения стали прогрессивно уменьшалась, сцепление между сталью и бетоном уменьшалось и эффективная площадь поперечного сечения бетона уменьшается в результате скальвания защитного слоя. Этот подход применяется в случаях, когда общая коррозия развивается в результате карбонизации.

Срок службы основывается на трещинообразовании бетона защитного слоя и определяется как сумма иницирующего (начального) времени коррозии и времени образования трещин в бетоне защитного слоя до данного ограничения

$$t_L = t_0 + t_1, \quad (2)$$

где t_1 – время распространения.

Период распространения заканчивается, когда достигается некоторый максимум допустимой потери площади поперечного сечения или потери совместности бетона и арматуры (сцепления) или ширины раскрытия трещин. Эти величины будут зависеть от особенностей детализации и геометрии каждого элемента.

Для трещин, порожденных в начале срока службы, иницирующей период t_0 намного короче, чем в защитном слое без трещин или даже $t_0 = 0$. В этом случае, это может быть записано.

$$t_L = t_1, \quad (3)$$

где t_1 – время свободной коррозии.

Модели для оценки t_0 и t_1 представлены ниже. При развитии этих моделей была сделана предпосылка о том, что поверхности бетона без покрытий, не изолированы.

4. ИНИЦИИРУЮЩИЙ ПЕРИОД КОРРОЗИИ

4.1. Коррозия, вызванная хлоридами

Обобщенными источниками хлоридов являются морская вода (морская окружающая среда) и соли-антиобледенители.

Как результат проникновения хлоридов градиент проявляется около поверхности. Время, в течение которого критическое содержание хлоридов (пороговое значение) достигается поверхности стали и депассивирует её, может считаться временем иницирования коррозии. Градиент содержания хлоридов часто описывается функциональной моделью, которая выполняет условие второго закона диффузии Фика:

$$C_x = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2(Dt)^{1/2}} \right) \right), \quad (4)$$

где C_x – содержание хлоридов на глубине x ;

C_s – концентрация хлоридов на поверхности бетона;

x – глубина от поверхности конструкций;

D – коэффициент диффузии;

t – время.

Время иницирования коррозии получается из формулы:

$$C_{th} = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{C}{2(Dt_0)^{1/2}} \right) \right), \quad (5)$$

где C_{th} – критическое содержание хлоридов;

C – защитный слой бетона;

t_0 – период иницирования коррозии.

Формула может быть упрощена:

$$C_x = C_s \left(1 - \frac{x}{2(3Dt)^{1/2}} \right)^2 \quad (6)$$

Формула может быть записана в следующем виде:

$$t_0 = \frac{1}{12D} \left(\frac{C}{1 - (C_{th}/C_s)^{1/2}} \right)^2 \quad (7)$$

Многие стандарты требуют, чтобы пороговые значения концентрации хлоридов были не выше, чем 0,4% (C_l) по весу цемента для железобетона и 0,2% для предварительно напряженного железобетона. Это соответствует примерно 0,05 – 0,07 по весу бетона (0,025 – 0,035 для предварительно напряженного бетона).

Относительно области значений C_s , опыт показывает, что эта величина в ранние периоды зависит от времени, но имеет тенденцию стремиться к максимуму после нескольких лет. Для расчета оно обычно подразумевалось постоянным. Обычные значения могут быть 0,3 – 0,4 от веса бетона. Коэффициент диффузии примерно 10^{-7} – 10^{-8} см²/с.

4.2. Коррозионное растрескивание

К счастью, явление коррозионного растрескивания не является обычным. Оно может развиваться в предварительно напряженных проволоках, подверженных коррозионному воздействию, что ведет к хрупкому разрушению почти без потери площади поперечного сечения. Коррозионные напряжения возникают в очень маленьких поверхностных трещинах. Поверхностные трещины, в которых могут возникать коррозионные напряжения, образуются при местной депассивации стали. Поэтому защита предварительно напряженных сталей от агрессивных воздействий является решающим для их срока службы, который всегда лимитируется иницирующим периодом коррозии. Что касается проникновения хлоридов, правила расчета, представленные в предыдущем разделе, также могут быть применены для предварительно напряженных сталей.

4.3. Коррозия, вызванная карбонизацией

Углекислый газ воздуха пропитывает бетон, нейтрализуя его щелочные вещества и устанавливая фронт карбонизации, который продвигается вовнутрь. Когда этот фронт карбонизации достигает арматуры, пассивирующая пленка на стали становится непрочной, неустойчивой и растворяется, давая возможность возникновению общей коррозии. Период иницирования коррозии определяется как период времени необходимый для полной карбонизации защитного слоя бетона. Скорость карбонизации обычно предполагается связанной соотношением с корнем квадратным времени:

$$d = K_c t^{1/2}, \quad (8)$$

где d – глубина карбонизации в момент времени t ;

K_c – коэффициент карбонизации;

t – время или возраст.

Коэффициент карбонизации зависит от прочности бетона, вяжущего, расхода цемента и условий окружающей среды (влажность и температура). Существуют несколько формул для моделирования скорости карбонизации. Некоторые из них аналитические, другие – эмпирические.

Основываясь на первом законе Фика, установлено следующее выражение для глубины карбонизации (Schuessl, 1976) [8]:

$$x = \left(\frac{2D_c(C_1 - C_2)t}{a} \right)^{1/2}, \quad (9)$$

где x – глубина карбонизации (м);

a – количество щелочного вещества в бетоне;

D_c – эффективный коэффициент диффузии CO₂ при данном распределении влаги в порах (м²/с);

$C_1 - C_2$ – разность концентраций CO₂ в воздухе и фронте карбонизации (кг/м³);

t – время.

Эта процедура расчета была расширена (Bakker, 1993) [9] для случаев циклического увлажнения – высушивания. В течение влажных условий фронт карбонизации не может прогрессировать. В течение сухих условий влага испаряется и делает возможным продвижение фронта карбонизации. Согласно Bakker время t в выражении (9) заменяется t_{eff} , которое определяется следующим образом:

$$t_{eff} = \left(t_{d_1} + t_{d_2} - \left(\frac{x_1}{B} \right)^2 + t_{d_3} + \dots + t_{d_n} - \left(\frac{x_{n-1}}{B} \right)^2 \right); \quad (10)$$

$$B = \left(\frac{2D_v(C_3 - C_4)}{b} \right)^{1/2}, \quad (11)$$

где x_n – глубина карбонизации после n циклов увлажнения – высушивания (м);

t_{dn} – продолжительность n -ого периода высушивания;

D_v – эффективный коэффициент диффузии водяного пара при данном распределении влаги в порах (м²/с);

$C_3 - C_4$ – разница влажности воздуха и форма испарения (кг/м³);

b – количество воды испарения из бетона (кг/м³).

Если периоды высушивания и увлажнения равной продолжительности, время, проходящее после n циклов

$$t_n = nt_d + (n - 1)t_w, \quad (12)$$

где t_w – продолжительность периодов увлажнения;

t_d – продолжительность периодов высушивания.

Теоретическая модель, основанная на теории «движущихся границ», была предложена (Tuutti, 1982) [10]. Другая теоретическая модель для комбинированных эффектов морозно-го воздействия и карбонизации представлена Fagerlund, Somerville and Tuutti (1994) [11].

Экспериментальные модели для определения глубины карбонизации разработаны Häkkinen и Parrot. Согласно Häkkinen (1993) [12] глубина карбонизации определяется из выражения (8), где коэффициент карбонизации будет рассчитан следующим образом:

$$K_c = C_{env} C_{air} a f_{cm}^b, \quad (13)$$

где C_{env} – коэффициент внешней среды;

C_{air} – коэффициент содержания воздуха;

f_{cm} – средняя (кубиковая) прочность на сжатие бетона (МПа);

a, b – параметры, определяемые вяжущим.

Вместо средней прочности на сжатие характерная прочность может быть использована, применяя следующее соотношение (СЕВ, 1988) [13]:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8. \quad (14)$$

Согласно Parrot (1992) [14] глубина карбонизации определяется на основе кислородной проницаемости бетона:

$$\alpha = \frac{64K^{0,4}t^n}{C^{0,5}}, \quad (15)$$

где K – кислородная проницаемость бетона при 60% относительной влажности;

t – время;

C – щелочное содержание цемента;

n – ослабляющий (разжижающий) фактор.

Таблицы 1 и 2 показывают соответственно значения коэффициентов окружающей среды и содержания воздуха. Параметры a и b в выражении (13) представлены в табл. 3 (Häkkinen, 1991) [15].

Таблица 1 – Коэффициент окружающей среды для определения скорости карбонизации.

Окружающая среда	C_{env}
Конструкции, укрытые от дождя	1
Конструкции, не защищенные от дождя	0,5

Таблица 2 – Коэффициент содержания воздуха для определения скорости карбонизации.

Воздушная пористость	C_{air}
Нет вовлеченного воздуха	1
Вовлеченный воздух есть	0,7

Таблица 3 – Параметры a и b .

Вязущее	a	b
Портландцемент	1800	-1,7
Портландцемент + зола 28%	360	-1,2
Портландцемент + микрокремнезём 9%	400	-1,2
Портландцемент + металлургический шлак 70%	360	-1,2

5. ПЕРИОД РАСПРОСТРАНЕНИЯ

Коррозия начинается, когда разрушается пассивирующая пленка. Это является результатом либо падения pH при карбонизации, либо в результате превышения содержания хлоридов, закрывающих арматуру, над пороговым значением. Объем продуктов коррозии во много раз больше, чем оригинального металла. Стремление к увеличению объема является причиной растягивающих напряжений в бетоне вокруг стержня арматуры, приводящих к трещинообразованию или откалыванию защитного слоя бетона.

При развитии коррозии проявляются три главных явления:

1. уменьшение поперечного сечения стали;
2. уменьшение сцепления бетона и арматуры;
3. трещинообразование защитного слоя бетона и, следовательно, снижение несущей способности поперечного сечения конструкции.

Для определения продолжительности срока службы введена дефиниция порогового значения несущей способности, связанная с вышеупомянутым явлением. Этот критический порог может быть часто выражен как критическая потеря радиуса стержня, спровоцированная коррозией и, следовательно, период распространения может количественно оцениваться следующим образом (Alonso и Andrade, 1993) [16]:

$$t_I = \frac{\Delta R_{max}}{r}, \quad (16)$$

где t_I – время распространения коррозии (года);

ΔR_{max} – максимальная потеря радиуса стального стержня;

r – скорость коррозии.

6. ВРЕМЯ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ БЕТОНА

В случае общей коррозии критическая потеря радиуса стержня основывается на образовании трещин в защитном слое бетона. Время развития трещины может быть аппроксимировано следующей формулой (Siemes, Vtouwenvelder, van den Beukel, 1985) [17]:

$$t_I = 80 \frac{C}{Dr}, \quad (17)$$

где C – толщина защитного слоя бетона;

D – диаметр стержня (мм);

r – скорость коррозии в бетоне (мкм/год).

Скорость коррозии в бетоне в значительной степени определяется окружающими условиями. Наиболее важными факторами окружающей среды являются относительная влажность и температура. Скорость коррозии арматуры в бетоне может быть определена, используя следующую формулу:

$$r = C_T r_0, \quad (18)$$

где C_T – температурный коэффициент;

r_0 – скорость коррозии при температуре +20°C.

Таблица 4 – Скорость коррозии в карбонизированном и насыщенном хлоридами бетоне.

Относительная влажность (%)	Карбонизированный бетон (мкм/год)	Насыщенный хлоридами бетон (мкм/год)
99	2	34
95	50	122
90	12	98
85	3	78
80	1	61
75	0,1	47
70	0	36
65	0	27
60	0	19
55	0	14
50	0	9

Первостепенными факторами, которые воздействуют на скорость коррозии в бетоне при +20°C, являются относительная влажность воздуха (или бетона) и содержание хлоридов. Другие факторы, такие как водоцементное отношение и тип цемента, также имеют некоторое влияние. Значения скорости коррозии в анодных областях арматуры, представленные в табл. 4, могут быть приняты как приближенные средние. Они определяются на основе экспериментальных данных, опубликованных Tuutti (1982). Влагосодержание бетона, окружающего арматурные стержни, является сложным смешением климатических и конструктивных эффектов. На влажностное равновесие бетона в воздушных условиях влияют годовые и дневные вариации относительной влажности воздуха, конденсация жидкости на поверхностях, дождь, брызги, талая вода, плотность бетона и глубина от поверхности (защитный слой бетона). Содержание хлоридов имеет также большое влияние на влагосодержание и скорость коррозии в бетоне. Экспериментальные данные для насыщенного хлоридами бетона даны в таблице 5.

Таблица 5.

Город	C_T	Скорость коррозии (мкм/год)	
		Под дождем	Укрытые от дождя
Хельсинки	0,32	16	4
Амстердам	0,47	24	6
Мадрид	0,73	37	9

Средняя относительная влажность конструкций, не защищенных от дождя, оценивается примерно 95%, для конструкций полностью открытых от дождя около 90%. Следовательно, скорость коррозии в карбонизированном бетоне при температуре 20°C будет соответственно около 50 мкм/год и 12 мкм/год в конструкциях, увлажняемых дождем, и открытых от него.

Температурные коэффициенты, определенные на основе исследований Tuutti (1982) и средних дневных температур для некоторых европейских городов, представлены в табл. 5, здесь же приведены скорости коррозии, вычисленные по формуле (18).

Эффект прямого попадания солнечных лучей на температуру поверхности конструкций в табл. 5 не рассматривается. Этот эффект, однако, может быть значительным. Локальные микроклиматические особенности должны быть приняты в расчет, когда рассчитывается скорость коррозии. Хорошо известно, что скорость коррозии постепенно замедляется. Однако, некоторые имеющиеся в наличии экспериментальные данные относительно этого явления позволяют рекомендовать при проектировании долговечности постоянную скорость коррозии.

7. ВРЕМЯ РАСПРОСТРАНЕНИЯ КОРРОЗИИ В ТРЕЩИНАХ

Если в защитном слое бетона изначально имеются трещины (усадочные, от механических напряжений и т. п.) и ширина раскрытия больше, чем 0,1 – 0,3 мм, коррозия обычно возникает без инициирующего периода. Если стальные стержни полностью не защищены, коррозия предполагается со всех сторон.

Конструктор может установить предел соответственно по минимуму диаметра арматурных стержней или максимуму глубины коррозии. Это может зависеть от типа арматуры – главная арматура, поперечная арматура, хомуты и т. п., а также действующих напряжений в стальных стержнях. Коррозия в предварительно напряженной арматуре не допустима. Время распространения в трещинах рассчитывается по следующим формулам:

$$t_1 = \frac{S_{max}}{r}; \quad (19)$$

$$t_1 = \frac{D - D_{min}}{2r}, \quad (20)$$

где t_1 – время распространения коррозии в трещине;

r – скорость коррозии в трещине;

S_{max} – максимально допустимая глубина коррозии;

D_{min} – минимум диаметра стального стержня.

Скорость коррозии в трещинах представляет чрезвычайно сложную проблему, которая еще полностью не осмыслена. В отсутствие более точных экспериментальных данных принимается предположение, что средняя скорость коррозии является величиной такого же порядка, как и в бетоне без трещин.

Следующие значения средних скоростей коррозии соответственно рекомендуются в расчетах (Andrade и др., 1994) [18]:

1. при агрессивном действии только карбонизации:

$$RH = 90 - 98 \% \Rightarrow \text{скорость коррозии} = 510$$

мкм/год

$$RH < 85 \% \Rightarrow \text{скорость коррозии} \leq 2 \text{ мкм/год}$$

2. в среде, насыщенной хлоридами:

$$RH = 100 \% \Rightarrow \text{скорость коррозии} \leq 10 \text{ мкм/год}$$

$$RH = 80 - 95 \% \Rightarrow \text{скорость коррозии} = 50 - 100$$

мкм/год

$$RH < 70 \% \Rightarrow \text{скорость коррозии} \leq 2 \text{ мкм/год.}$$

ВЫВОДЫ

Необходима разработка нормативных документов Республики Беларусь по расчету долговечности железобетонных конструкций, в том числе при коррозии арматуры.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Найчук А. Я., Леонович С. Н., Холодарь Б. Г., Деркач В. Н. Некоторые подходы к формированию концепции нормативных документов, регламентирующих вопросы долговечности в строительстве. // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь: Сб. трудов VI Межд. науч.-метод. семинара /Под ред. Блещика Н. П., Борисевича А. А., Пецольда Т. М. – Мн.: «Технопринт», 2000.
2. Леонович С. Н. Теоретические основы расчета долговечности железобетона при карбонизации // Там же.
3. Леонович С. Н. Алгоритм расчета долговечности железобетонных конструкций при карбонизации // Там же.
4. Леонович С. Н. Вероятностная оценка коррозии арматуры в существующих железобетонных конструкциях при хлоридной агрессии // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь: Сб. трудов VII Межд. науч.-метод. семинара /Под ред. Блещика Н. П., Борисевича А. А., Пецольда Т. М. – Брест: БГТУ, 2001.
5. Леонович С. Н. Алгоритм расчета долговечности железобетонных конструкций при хлоридной агрессии // Там же.
6. Леонович С. Н. Долговечность центрифугированных железобетонных стоек при циклическом замораживании и оттаивании // Бетон и железобетон. – № 10, 1988, с. 40 – 42.
7. Леонович С. Н. Трещиностойкость и долговечность бетона и железобетонных элементов в терминах силовых и энергетических критериев механики разрушения. Мн.: Технопринт, 1999, 264 с.
8. Schiessl, P. (1976) Zur Frage der zulässigen Riss breite und der erforderlichen Betondeckung in Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, Vol. 255, 175 pp.
9. Bakker, R/ (1993) Model to calculate the rate of carbonation in concrete under different climatic conditions. May/ Paper no/ 104 – CEN TC104/WG 1/TG 1/Panel 1.
10. Tuutti, K. (1982) Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm. CBI Research 4 : 82, 304 pp.
11. Fagerlund, G., Somerville, G., and Tuutti, K. (1994) The residual service life of concrete exposed to the combined effect of frost attack and reinforcement corrosion, Proceedings of Int. Conf. Concrete across Borders 1994, Danish Concrete Association, pp. 351 – 64.
12. Häkkinen, T. (1993) Influence of high slat content on the basic mechanical properties and carbonation of concrete. Technical Research Centre of Finland, Espoo. Publications 141, 98 pp.
13. CEB (1988) CEB – FIP Model Code 1990. First predraft 1988. Comité Euro – International du Béton, Lausanne. U. S. (CEB Bulletin d'information 190a).
14. Parrot, L. (1992) Design for avoiding damage due to carbonation induced corrosion, April, Paper no. 62 – CEN TC 104/WG 1/TG 1/Panel 1.
15. Häkkinen, T. (1991) Influence of cementing materials on the permeability of concrete. Technical Research Centre of Finland, Espoo Research Notes 75, 84 pp.
16. Alonso, C. and Andrade, C. (1993) Life time of rebars in carbonated concrete. Proceedings of the 10th European Corrosion Congress, Barcelona, Progress in the Understanding and Prevention of Corrosion, Vol. 1, pp. 634 – 41.

17. Siemens, A., Vrouwenvelder, A. and Beukel, A. van den (1985). Durability of buildings : a reliability analysis. Heron, 30(3), 3 – 48.
18. Andrade, C., Alonso, M. C., Pettersson, K., Somerville, G. and Tuutti, K. (1994) The practical assessment of damage due

- to corrosion. Proceedings of Int. Conf. Concrete across Borders 1994, Danish Concrete Association, Odense, pp. 337 – 50.
19. Durability Design of Concrete Structures. Report of TC 130 – CSL Edited by A. Sarja and E. Vesikari.

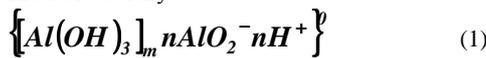
УДК 666.97

УДК 546

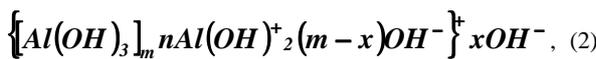
Левчук Н.В., Добрунова В.М.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ВЛИЯНИЯ КОЛЛОИДАЛЬНОГО ГИДРОКСИДА АЛЮМИНИЯ НА ПРОЦЕССЫ ГИДРАТАЦИИ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТА

Изучая влияние различных добавок на портландцемент [1], мы остановились на классификации модификаторов по Ратинову В.Б. [2], которая подразделяет их на 4 класса: 1) изменяющие растворимость вяжущих материалов и не вступающие с ними в химические реакции; 2) реагирующие с вяжущими материалами и образующие труднорастворимые или малодиссоциированные соединения; 3) образующие готовые центры кристаллизации; 4) поверхностно- активные вещества. Поскольку вводимый нами модификатор находится в высокоактивной форме в виде коллоидного раствора, мицелла золь которого отвечает составу:



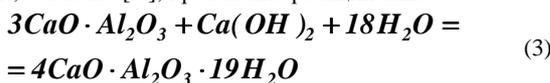
или



то участие его в процессах гидратации цемента очевидна и такую добавку можно отнести ко второму классу данной классификации.

Остановимся на процессах гидратации цемента более подробно, рассматривая пространственный процесс твердения, как процесс химический. Согласно литературным источникам на сегодняшний день нет единого взгляда на механизм процесса гидратации и на состав получаемых продуктов. Единодушие высказывается по поводу процессов гидратации основных клинкерных минералов алита и белита в том, что они гидратируются с образованием гидросиликатов кальция различной основности и с выделением гидроксида кальция. Второй момент - это процесс гидратации алюмината кальция. По этому вопросу мнения расходятся, так В.Райхель и Д.Конрад [3] и авторы [4] считают, что образуется кубическая форма шестиводного гидроалюмината кальция с интенсивностью тепловыделения 867 Дж/г. Другие же придерживаются мнения, что образуются различные метастабильные гидроалюминаты кальция состава $3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot x \text{H}_2\text{O}$ и $4 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 19 \text{H}_2\text{O}$ [5].

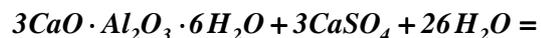
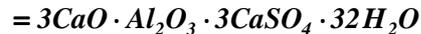
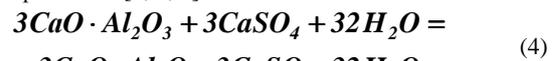
Повышенное содержание алюмината кальция, в присутствии избытка $\text{Ca}(\text{OH})_2$ и при недостаточном количестве гипса вызывает, согласно [6], протекание реакции типа:



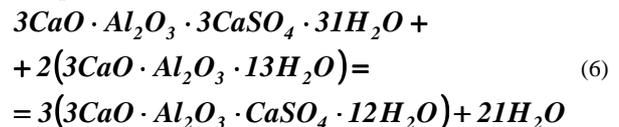
В результате этой реакции образуется гели гидроалюминатов кальция с большим содержанием осмотической воды, что приводит в дальнейшем к макропористости цементного камня. По мере изменения жидкой фазы, ранее образовавшиеся кристаллогидраты гидросульфалюмината кальция становятся нестабильными и будут распадаться. Этот процесс сопровождается изменением структуры и физико-механических

свойств.

Далее, существенное влияние на рассматриваемые процессы оказывает присутствие в цементе гипса, вводимого при помоле в количестве 7%, что в пересчете на серный ангидрид SO_3 составляет 3,5% [7] и, который активно влияет на процессы гидратации и твердения цементного камня. Как известно, без добавки гипса получился бы мгновенно схватывающийся цемент. Механизм твердения, в первую очередь, объясняется взаимодействием алюмината кальция с водой в присутствии гипса, что приводит к образованию этtringита - трехкальциевого гидросульфалюмината высокосульфатной формы. При этом наблюдается 4-6 кратное увеличение объема, поэтому объемное расширение, возникающее в затвердевшем цементном камне, очень опасно. Механизм образования этtringита трактуется различно [3, 6, 7]:



Бутт Ю.М. и др. [8, 9] придерживались мнения, что переход SO_4^{2-} в этtringит завершается примерно через одни сутки гидратации, а при избытке алюмината кальция возможно протекание в небольшом количестве реакции образования гидросульфалюмината кальция моносульфатной формы по следующему уравнению:



из которого видна необходимость избытка гидроалюмината кальция.

Обычно скорость гидратации лимитируется скоростью диффузии молекул воды, через все более уплотняющиеся оболочки на негидратированных ядрах цементных частиц. Состав продуктов гидратации определяется не только концентрацией различных ионов в воде, находящейся в порах твердеющего цементного камня, но и составом продуктов вторичных реакций. При этом продолжается увеличение гидромоносульфалюмината кальция, портландита, тонкозернистых и гелевидных гидросиликатов кальция и уменьшается количество этtringита.

Рассмотрим подробнее возможности влияния на эти процессы вводимой добавки представляющей собой коллоидный раствор гидроксида алюминия, концентрация которого в пересчете на чистый оксид алюминия составляет 0,039- 0,049 г на литр.

Левчук Наталья Владимировна. Ассистент каф. ИзвХ Брестского государственного технического университета.

Добрунова Валентина Михайловна. Ст. преподаватель каф. ТБиСМ Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.