

Бородай Д.І.

ДО ОЦІНКИ РЕСУРСУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТІВ НА СТАДІЇ ПРОЕКТУВАННЯ.

Анотація. Робота присвячена проблемі довговічності залізобетонних елементів мостів. Пропонується модель оцінки ресурсу залізобетонних елементів мостів на стадії проектування. Модель дозволяє прогнозувати ресурс у функції часу залежно від фізико-механічних властивостей бетону й арматури, типу конструкцій, умов експлуатації. Наводяться чисельні приклади визначення довговічності залізобетонних елементів.

Ключові слова: залізобетонні елементи мостів; карбонізація; хлоридна корозія; піттингова корозія арматури; довговічність.

Аннотация. Работа посвящена проблеме долговечности железобетонных элементов мостов. Предлагается модель оценки ресурса элементов мостов на стадии проектирования. Модель позволяет прогнозировать ресурс в зависимости от физико-механических свойств бетона и арматуры, типа конструкций, условий эксплуатации. Приводятся численные примеры определения долговечности железобетонных элементов.

Ключевые слова: железобетонные элементы мостов; карбонизация; хлоридная коррозия; питтинговая коррозия арматуры; долговечность.

Abstract. This paper is devoted to the problem of bridge reinforced concrete elements durability. The prediction model of the bridge reinforced concrete elements resource on a design stage is offered. It is shown, that the resource of bridge. The model allows to predict a resource depending on physic mechanical properties of concrete and reinforcement, type of designs, operation conditions elements. A numerical example of durability definition is shown.

Key words: bridge reinforced concrete elements; carbonation; chloride corrosion; pitting reinforcement corrosion; durability.

Проблема

Согласно современным нормам проектирования железобетонных элементов их долговечность представляется как способность сооружения (элемента) сохранять работоспособность до наступления предельного состояния при установленной системе технического обслуживания [1]. При этом долговечность конструкции оценивается через срок службы – время от начала эксплуатации до наступления предельного состояния.

Ранее нормами проектирования транспортных сооружений проектные сроки службы мостов не регламентировались вообще. В СССР из экономических соображений считалось, что проектный срок службы мостов должен быть 100 лет. В современных отечественных и зарубежных нормах регламентируется срок службы мостов и составляет для большинства типов мостов 100 и железобетонных - 80 лет [1, 2]. Однако проблема заключается в том, что научного обоснования этого срока службы нет.

Существующий подход в проектировании долговечности железобетонных конструкций заключается в соблюдении определенных расчетных и конструктивных требований (минимальный защитный слой бетона, оптимальное водоцементное отношение, расход цемента, максимальная плотность, минимальная пористость и т.д.), выполнение которых, считается, должно обеспечить декларируемый срок службы [1, 2].

В строительных нормах нет научно-обоснованного алгоритма определения долговечности согласно исходным физико-механическим характеристикам железобетона и ожидаемым параметрам воздействия нагрузки и окружающей среды. В расчетных неравенствах предельных состояний отсутствует переменная времени. Нормы позволяют определять мгновенную надежность, в момент начала эксплуатации конструкции, без учета процесса деградации материалов с течением времени.

При декларируемой проектной долговечности в 100 лет фактический средний срок службы отечественных сборных железобетонных мостов, например, составляет 30-40 лет [3]. Это свидетельствует не только о низком качестве строительства и эксплуатации мостов, но и о несовершенстве существующего алгоритма проектирования. Подтверждением может служить тот факт, что не только в Украине, но и в Европе большинство железобетонных мостов исчерпывают свой ресурс уже в возрасте 40-50 лет. Например, в работе

[4] приводятся статистические данные, показывающие, что в Нидерландах средний срок службы железобетонных мостов составляет 45 лет. Учитывая, что в Европе содержанию и эксплуатации транспортных сооружений уделяется гораздо больше внимания и средств чем в Украине, можно предположить, что малые фактические сроки службы мостов, по сравнению с проектными, закладываются еще на стадии проектирования.

Изложенное обосновывает тот интерес, который проявляется к проблеме у исследователей всего мира и появление работ, глобальной целью которых является разработка моделей позволяющих прогнозировать ресурс железобетонных элементов в зависимости от физико-механических свойств бетона и арматуры, напряженно-деформированного состояния, типа конструкций и условий эксплуатации. Один из возможных подходов построения модели прогноза, применимой *на стадии проектирования*, излагается ниже.

Формулировка задачи исследования

Предлагаемая здесь модель оценки ресурса железобетонных элементов мостов на стадии проектирования основывается на научной гипотезе ученого Шведского исследовательского института цемента и бетона К. Tuutti в [5]. В этой работе автор рассматривает жизненный цикл железобетонного элемента, как сумму двух этапов деградации арматуры в среде бетона: периодов инициации и развития коррозии арматуры (рис.1):

$$T = t_{in} + t_{prop}, \quad (1)$$

где T – долговечность элемента; t_{in} - время инициации коррозии; t_{prop} - время развития коррозии:

Период инициации коррозии – t_{in} это срок, в течение которого защитный слой бетона выполняет пассивирующие функции по отношению к арматуре. Этот период сопровождается проникновением и накоплением хлоридов в бетоне, а также диффузией углекислого газа в бетон, обуславливающей его карбонизацию и уменьшение показателя pH поровой влаги. Конец периода инициации связан с достижением фронта карбонизации поверхности арматуры или накоплением у поверхности арматуры некоторого критического содержания хлоридов, вызывающих начало коррозии арматуры.

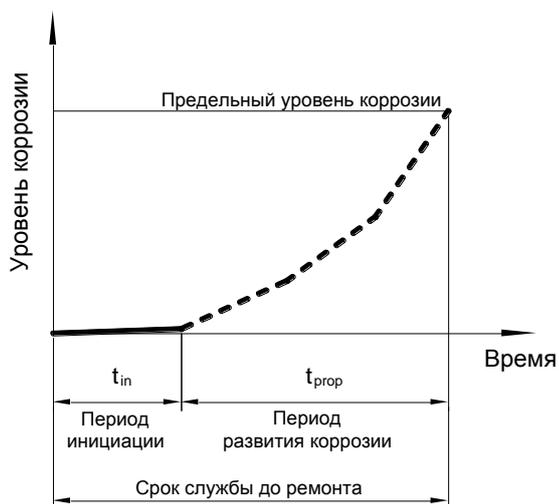


Рисунок 1. Жизненный цикл железобетонного элемента [5].

Окончание периода инициации коррозии соответствует меньшему значению продолжительности одного из двух процессов: карбонизации защитного слоя (в этом случае имеет место общая коррозия арматуры) или накопления у поверхности арматуры критической концентрации хлоридов (питтинговая коррозия);

Период развития коррозии t_{prop} — это срок от начала депассивации защитного слоя арматуры до наступления предель-

ного состояния, выбор которого зависит от типа конструкции и условий ее эксплуатации. В этот период происходит интенсивное корродирование арматуры с накоплением продуктов коррозии (ржавчины) и отслаивания защитного слоя, вследствие изменения температурно-влажностного режима, воздействия кислорода воздуха и агрессивных веществ. Период развития коррозии, в свою очередь, имеет три характерных этапа, три характерных точки: начало трещинообразования, отслаивание защитного слоя, достижение предельного состояния (рис.1).

Представленная научная идея дает гипотетическое качественное описание процесса деградации железобетонного элемента в течение жизненного цикла. Для математической реализации идеи понадобятся: модель периода инициации, модель периода развития коррозии и критерий достижения предельного состояния. Указанные модели в функции времени и критерий предельного состояния и представляют собой задачу исследования.

Модель

Предлагаемая модель прогноза долговечности железобетонных элементов мостов, в соответствии с гипотезой (1), содержит две составляющие: время инициации коррозии и время развития коррозии.

Время инициализации коррозии - это время протекания процессов карбонизации и/или насыщения хлоридами защитного слоя бетона. Модели, определяющие время деградации защитного слоя бетона, основываются на классических уравнениях аналитической теории диффузии - уравнениях

первого и второго законов Фика, сформулированных немецким ученым Адольфом Фиком в 1855 году.

1-й закон Фика устанавливает пропорциональность диффузионного потока частиц градиенту их концентрации и записывается в виде:

$$j = -D \frac{\partial C}{\partial x}, \quad (2)$$

где j – плотность диффузионного потока, кг/(м²·с); D – коэффициент диффузии вещества, м²/с; $C = C(x, t)$ – концентрация диффундирующего вещества на поверхности элемента, кг/м³; x – координата, вдоль которой происходит процесс диффузии, м.

2-й закон Фика описывает изменение во времени концентрации диффузанта:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}, \quad (3)$$

где t – время, с.

Процессы карбонизации и насыщения хлоридами широко исследуются в мире (например [6 -10]). Для предлагаемой модели мы воспользуемся готовыми решениями уравнений (2) и (3).

Модель карбонизация защитного слоя

Мы используем зависимость связывающую глубину карбонизации X_C с временем t полученную из первого закона Фика [6]:

$$X_C = \sqrt{2 \cdot D \cdot a^{-1} \cdot (c_1 - c_2) \cdot t}, \quad (4)$$

где D – коэффициент диффузии CO₂ в бетоне, м²/с; a – количество CO₂, необходимое для превращения всех способных карбонизироваться продуктов гидратации (зависит от состава бетона), г/см³; c_1 – содержание диоксида углерода в воздухе на внешней поверхности бетона, кг/м³; c_2 – содержание диоксида углерода на границе карбонизации, кг/м³

Величина a в (4) определяется по формуле:

$$a = 0,75 \cdot C_{CaO} \cdot c \cdot DN \cdot \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}}, \quad (5)$$

где $CCaO$ – содержание CaO в цементе по массе, %; c – расход цемента, кг/м³; DN – степень гидратации цемента; M_{CO_2} , M_{CaO} – соответственно молярные массы CO₂ и CaO, кг/моль.

В зависимость (4) вводятся опытные коэффициенты, учитывающие влияние окружающей среды на скорость карбонизации:

$$X_C = k_w \cdot k_F \cdot \sqrt{2 \cdot D \cdot a^{-1} \cdot (c_1 - c_2) \cdot t}, \quad (6)$$

здесь k_w – коэффициент, учитывающий изменение физико-механических свойств бетона во времени; k_F – коэффициент влияния морозного разрушения на процесс карбонизации

$$k_w = \left(\frac{t_0}{t} \right)^w, \quad (7)$$

где t_0 – время определения начальных физико-механических свойств бетона (обычно 28 дней), лет; t – время, лет; w – параметр, определяемый по формуле:

$$w = 0,5 \cdot \left(\frac{N_w}{365} \right)^{0,446}, \quad (8)$$

где N_w – число дней в году с осадками более 2,5 мм.

В работе [7] коэффициент влияния морозного разрушения на карбонизацию представляется зависимостью:

$$k_F = \frac{1}{(1-P)^{N_F t}}, \quad (9)$$

где N_F – число циклов «замораживание – оттаивание» в год; t – время, лет; P – вероятность повреждения бетона в цикле замораживание – оттаивание, которая связана с маркой бетона по морозостойкости F выражением:

$$P = \frac{0,1}{F}, \quad (10)$$

Модель процесса насыщения защитного слоя бетона хлоридами

Впервые математическая модель проникновения хлоридов в железобетон, основывающаяся на решении уравнения диффузии (3) при заданных начальных условиях, была предложена группой итальянских ученых во главе с М. Коллепарди в 1970г. в работе [8]. Решением уравнения (3) есть функция:

$$C = C_I + (C_S - C_I) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{Cl} \cdot t}} \right) \right], \quad (11)$$

где $C = C(x,t)$ – концентрация ионов хлоридов на глубине x за время t , кг/м³; C_S – концентрация хлоридов на поверхности бетона защитного слоя, кг/м³; C_I – начальная концентрация хлоридов в бетоне (зависит от типа цемента и используемых добавок), кг/м³; D_{Cl} – коэффициент диффузии хлоридов в бетоне, м²/с; t – время от начала эксплуатации, с; x – координата, нормальная к поверхности железобетонного элемента, м; $\operatorname{erf}(z)$ – функция ошибок Гаусса, определяемая как интеграл:

$$\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-t^2} dt, \quad (12)$$

Коэффициент диффузии хлоридов в бетоне изменяется во времени. Мы воспользуемся экспериментальной зависимостью [15], имеющей вид степенной функции:

$$D_{Cl} = D_{Cl0} \left(\frac{t_0}{t} \right)^\alpha, \quad (13)$$

где α – показатель степени, зависящий от вида цемента, условий окружающей среды; D_{Cl0} – начальный коэффициент диффузии хлоридов в бетоне в возрасте $t_0=28$ суток, м²/с, который зависит от B/C и определяется по формуле :

$$D_{Cl0} = 10(-12,06 + 2,4 B/C), \quad (14)$$

Накопление в бетоне у поверхности арматуры определенной критической концентрации хлоридов C_{crit} ведет к нарушению пассивности стали и образованию точечных анодных язв, которые характеризуются высокой скоростью деградации стали по сравнению с общей коррозией вследствие карбонизации и которые особо опасны для высокопрочной преднапряженной арматуры. Решение (11) можно трактовать как выражение значения критической концентрации хлоридов:

$$C_{crit} = C_I + (C_s - C_I) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{d_{cover}}{2 \sqrt{D_{Cl0} \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^\alpha \cdot t}} \right) \right], \quad (15)$$

Решая уравнение (15) относительно переменной времени t , можно определить срок, соответствующий началу питтинговой коррозии.

Здесь следует заметить, что литературные данные касательно критической концентрации хлоридов C_{crit} значительно отличаются у разных авторов. Обычно это значение находится в пределах 0,2-2% от массы цемента, что объясняется влиянием большого количества факторов (B/C , тип цемента, рН поровой влаги, способа попадания хлоридов в бетон, месторасположения железобетонного элемента) на момент начала питтинговой коррозии. В последних работах, посвященных хлоридной коррозии железобетонных элементов, большинство авторов принимает $C_{crit} = 0,4\%$ для некарбонизированного бетона и $C_{crit} = 0,2\%$ для карбонизированного [7]. Близкие к этим данным приводятся также в работе [8].

Определение периода инициации коррозии t_{in}

Из уравнений (6) и (15), решая каждое из них относительно переменной времени, определяется период инициации общей коррозии арматуры t_{carb} и местной питтинговой коррозии t_{cl} соответственно. Далее, сравнивая полученные значения, определяется характер первоначальной коррозии.

Если $t_{carb} < t_{cl}$, - в этом случае имеет место общая коррозия и следует переопределить время начала питтинговой коррозии для критического значения содержания хлоридов $C_{crit}=0,2\%$. В том случае, когда переопределенное значение $t_{cl} < t_{carb}$, принимается $t_{cl} = t_{carb}$ (имеют место два вида коррозии одновременно).

Определение периода развития коррозии t_{prop}

В процессе коррозии стали в железобетоне, происходит уменьшение диаметра (площади поперечного сечения) арматуры и, одновременно, снижение ее механических характеристик (предела прочности при растяжении). Ниже представлена попытка установить зависимость снижения площади сечения арматуры и ее механических свойств от времени при коррозии, что позволит прогнозировать время наступления предельного состояния.

Для оценки глубины коррозионного повреждения арматуры в железобетоне x_{corr} воспользуемся соотношением работы [9,10]:

$$x_{corr} = V_{corr} \cdot \alpha_{pit} \cdot t, \quad (16)$$

где V_{corr} – скорость коррозии арматуры, мм/год; α_{pit} – питтинговый фактор, который учитывает характер коррозии и согласно равняется $\alpha_{pit} = 2$ при общей коррозии вследствие карбонизации и $\alpha_{pit} = 9,28$ при питтинговой коррозии; t – время, лет.

На скорость коррозии V_{corr} влияют следующие факторы:

- омическое сопротивление бетона защитного слоя;
- гальванические эффекты;
- содержание хлоридов в бетоне;
- температурно-влажностный режим.

В зависимости от условий воздействия окружающей среды скорость коррозии определяется по формуле:

$$V_{corr} = V_{corr,a} \cdot \frac{N_w}{365}, \quad (17)$$

где $V_{corr,a}$ – средняя скорость коррозии арматуры, мм/год, которая определяется исходя из природных условий эксплуатации железобетонного элемента по таблице 1; N_w – число дней в году с осадками более 2,5 мм.

Таблица 1. Средняя скорость коррозии стальной арматуры в железобетоне $V_{corr,a}$ в различных условиях эксплуатации [10]

Коррозионное состояние	Условия эксплуатации	$V_{corr,a}$, мм/год
Общая коррозия при карбонизации	на открытом воздухе	0,005
	в помещении	0,002
Питтинговая коррозия	сухие	0,004
	переменная влажность	0,03
	в воздухе над морской водой	0,03
	зона периодического смачивания	0,07

Таким образом, установив значение предельного коррозионного повреждения арматуры x_{corr} , из уравнения (16), можно определить продолжительность периода развития коррозии t_{prop} .

В предлагаемой модели деградации оценка срока службы железобетонных элементов мостов выполняется по второй группе предельных состояний. Моделью устанавливается связь величины x_{corr} с предельной допустимой шириной раскрытия трещин Δ_{cr} . Для случая образования трещин шириной раскрытия до 1мм воспользуемся зависимостью [11]:

$$a_{cr} = 0,05 + 0,0125(x_{corr} - x_{corr,0}), \quad (18)$$

где a_{cr} – ширина раскрытия трещины, мм; x_{corr} – глубина коррозионного повреждения арматуры, мм; $x_{corr,0}$ – глубина коррозионного повреждения арматуры, соответствующая началу образования трещин, мм, определяемая эмпирической формулой:

$$x_{corr,0} = 83 + 7,4 \cdot \frac{d_{cover}}{D} - 22,6 \cdot R_{b,sh}, \quad (19)$$

где d_{cover} – толщина защитного слоя бетона, мм; D – диаметр арматуры, мм; $R_{b,sh}$ – прочность бетона на скалывание при изгибе, МПа.

В использовании модели может представится два случая:

- если появление трещин не допустимо, то определяется $x_{corr,0}$ глубина коррозионного повреждения арматуры, соответствующая началу образования трещин, для которого определяется время развития коррозии зависимостью (16);

- если допустимо появление трещин определенной ширины a_{cr} , то из уравнения (18) определяется величина x_{corr} , подставляется в уравнение (16) и решается относительно переменной времени для нахождения величины t_{prop} .

Оценка долговечности T железобетонного элемента моста

Долговечность железобетонного элемента моста, в соответствии с основной гипотезой исследования (1), определяется, как сумма продолжительности периода инициации t_{in} (6) и периода развития коррозии t_{prop} (11) или (16), в зависимости от установленного предельного коррозионного повреждения арматуры в бетоне.

Анализ модели

Приведенная детерминистическая модель прогнозированию долговечности железобетонных элементов мостов анализировалась путем постановки численных экспериментов. Получены значения времени карбонизации бетона защитного слоя и времени накопления критической концентрации хлоридов у поверхности арматуры в зависимости от коэффициентов диффузии агрессивных веществ. Данные расчетов приведены в таблицах 2 и 3.

Таблица 2 Время карбонизации защитного слоя бетона t_{carb}

Толщина защитного слоя, мм	Время карбонизации защитного слоя бетона t_{carb} при значениях коэффициента диффузии CO_2 в бетоне D , cm^2/c		
	$1,5 \cdot 10^{-3}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$
25	5	54	140
50	27	104	199
75	50	136	235

Таблица 3 Время накопления критической концентрации хлоридов t_{cl}

Толщина защитного слоя, мм	Время начала питтинговой коррозии t_{cl} при значениях коэффициента диффузии хлоридов в бетоне D_{ClO} , cm^2/c		
	$5 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-8}$	$5 \cdot 10^{-9}$
25	1	8	46
50	4	22	132
75	7	42	247

Как видно из таблиц 2 и 3, для конструкций на открытом воздухе, накопление критической концентрации хлоридов происходит гораздо раньше карбонизации бетона. Это можно объяснить решающим влиянием влажности, которая значительно тормозит продвижение фронта карбонизации. Поэтому для мостов, как конструкций на открытом воздухе, характерно преобладание питтинговой коррозии.

В таблице 4 приводится время раскрытия трещин в железобетонных элементах, подверженных хлоридной коррозии, определенное из зависимостей (16 - 19).

Таблица 4 Время раскрытия трещины заданной ширины в зависимости от отношения толщины защитного слоя бетона к диаметру арматуры

Отношение толщины защитного слоя бетона к диаметру арматуры	Время раскрытия трещин t_{prop} шириной a_{cr} , мм		
	0	0,15	0,3
1,5	7	28	59
2	8	29	61
2,5	9	30	62

Таблицы 2-3 дают достаточно реалистичные значения факторов модели и позволяют оценить в первом приближении ресурс железобетонных элементов мостов при заданных начальных условиях.

Выводы и открытые вопросы

1. Представленная здесь модель прогноза долговечности железобетонных элементов мостов на стадии проектирования позволяет прогнозировать срок службы железобетонных элементов в зависимости от физико-механических свойств бетона и арматуры, типа конструкций, условий эксплуатации.

2. В соответствии с центральной гипотезой модели, долговечность железобетонного элемента представляется, как сумма двух периодов различного коррозионного состояния стали в бетоне: пассивного (период инициации) и активного (период развития коррозии). Период инициации отождествляется с процессом карбонизации бетона защитного слоя или с процессом накопления критической для развития коррозии концентрации хлоридов у поверхности арматуры. Период развития коррозии – время интенсивного коррозионного разрушения арматуры до определенного предельного значения.

3. Критическая концентрация хлоридов, как было отмечено выше, зависит от многих факторов и, например, для разных железобетонных элементов одного моста может значительно отличаться. Поэтому в дальнейшем необходимо разработать алгоритм назначения критической концентрации хлоридов в зависимости от физико-механических характеристик бетона, внешних условий окружающей среды, условий строительства и эксплуатации железобетонных элементов мостов на основе уже имеющихся опытных данных.

4. Представленная модель прогноза долговечности железобетонных элементов мостов имеет детерминистический характер. Дальнейшее ее совершенствование должно выполняться с учетом стохастической природы процесса деградации железобетона.

Автор выражает искреннюю признательность своему научному руководителю д-ру техн. наук, профессору А.И. Лантух-Лященко, под руководством которого была выполнена эта работа.

ЛИТЕРАТУРА

1. *ДБН В.2.3-22:2009*. Мости та труби. Основні вимоги проектування. К.: Мінрегонбуд. 2009.- 75с.
2. *EUROPEAN PRESTANDARD ENV 1991-1-1*. Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 1: Basis of design.-European Committee for Standardization. Brussels.- 85 p.
3. *Лантух-Лященко А.И.* Проблема довговічності залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів. Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. Вип. 73 . Національний транспортний університет. К.: 2006, с. 204 -110
4. *H.E. Klatter, J.M. van Noortwijk and N. Vrisou van Eck*, «Bridge management in the Netherlands: prioritisation based on network performance ». First international Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. - IABMAS 2002, Barcelona, 14-17 July, 2002.
5. *K. Tuutti*, « Corrosion of Steel in Concrete », Swedish Cement and Concrete Research Institute, S-100 44, Stockholm (1982).
6. *Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шисль П.* Долговечность железобетона в агрессивных средах.- М.: Стройиздат, 1990.- 320с.
7. *Васильев А.И.* Вероятностная оценка остаточного ресурса физического срока службы железобетонных мостов. Труды ЦНИИС. Вып. 208. Проблемы нормирования и исследования потребительских свойств мостов. Под ред. канд. техн. наук А.И.Васильева. М., 2002, С. 101-120.
8. *LIFECON*; Models for the Prediction of the Residual Service Life. State of the Art.- Report. Deliverable D3.2, Project G1RD-CT-2000-00378, 2003.
9. *DuraCrete: Brite EuRam III Project BE95-1347*, Report R4-5, Modeling of Degradation, 1998.
10. *DuraCrete: Brite EuRam III Project BE95-1347*, Report R9, Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions, 2000.
11. *Rodriguez, J., Ortega, L. M., Casal, J., and Diez, J. M.* «Corrosion of Reinforcement and Service Life of Concrete Structures» 7th International Conference on Durability of Building Materials and Components. 1996, Stockholm