

Impacto del ambiente tropical en la durabilidad de las estructuras de concreto armado

*Oladis M. Troconis de Rincón y col.**

RESUMEN

Para demostrar el impacto que tienen los países tropicales en el comportamiento de las estructuras de concreto armado, se expondrán los resultados de más de cinco años del proyecto Iberoamericano: "Efecto del Ambiente sobre la Durabilidad de la Armadura" (DURACON). A tal efecto, se prepararon especímenes con y sin refuerzos (relación a/c 0,45 y 0,65), para las pruebas químicas, físico-mecánicas y electroquímicas, utilizando los materiales existentes en cada uno de los diez países participantes (Argentina, Bolivia, Chile, Colombia, Costa Rica, México, España, Uruguay, Portugal y Venezuela), exponiéndolos en 46 estaciones. Este proyecto correlaciona la influencia de los parámetros meteorológicos de ambientes urbanos y marinos sobre el comportamiento de las estructuras de concreto armado. Todos los resultados demuestran la alta agresividad de los ambientes tropicales, siendo Venezuela uno de los primeros, particularmente en zonas donde la temperatura anual promedio es mayor a 25°C. Esto indudablemente amerita mayores exigencias para la calidad del concreto en estos países.

PALABRAS CLAVE: Concreto, ambiente, corrosión, carbonatación, cloruros.

* La relación completa de los autores está en la página siguiente.

Oladis M. Troconis de Rincón (1), Miguel Sánchez (1), Valentina Millano (1), Rafael Fernández (1), Emilia Anzola de Partidas (2), Isabel Martínez (3), Nuria Rebolledo (3), Mirta Barboza (4), Juan C. Montenegro (5), Rosa Vera (6), Ana María Carvajal (7), Ruby Mejía de Gutiérrez (8), Jorge Maldonado (8), Carmen Guerrero (8), Erika Saborio-Leiva (9), Catalina Villalobos-González (9), José T. Pérez-Quiroz (10), Andrés Torres-Acosta (10), Pedro Castro-Borges (11), Eric I. Moreno (12), Tezozomoc Pérez-López (13), Facundo Almeraya-Calderón (14), Wilfrido Martínez-Molina (15), Miguel Martínez-Madrid (16), Manuela Salta (16), Ana Paula de Melo (16), Gerardo Rodríguez (17), Miguel Pedrón (17), Marité Derrégibus (18).

1. Centro de Estudios de Corrosión, Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia, Venezuela, oladis1@yahoo.com, miguelcvc@yahoo.com.
 2. Facultad de Ingeniería, Universidad Centro Occidental Lisandro Alvarado, Venezuela, eanzola@ucla.edu.ve
 3. Inst. Torroja, España, andrade@ietcc.csic.es, isabelms@ietcc.csic.es
 4. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, Argentina, mbarbosa@eng.usf.edu
 5. Instituto de Investigaciones Metalúrgicas y de Materiales, Universidad Mayor de San Andrés, Bolivia, jcmontenegrob@hotmail.com
 6. Laboratorio de Corrosión, Instituto de Química Universidad Católica de Valparaíso, Chile, rvera@ucv.cl
 7. Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Santiago, Chile, acarvajg@puc.cl
 8. Departamento de Materiales de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad del Valle, Colombia, rudeguti@yahoo.com
 9. Instituto Costarricense de Electricidad, Costa Rica, esaborio@ice.go.cr
 10. Instituto Mexicano del Transporte, México, atorres@imt.mx
 11. CINVESTAV Unidad Mérida, Mérida, Yucatán, México, pcastro@mda.cinvestav.mx
 12. Universidad Autónoma de Yucatán. México, emoreno@uady.mx
 13. Universidad Autónoma de Campeche. México. tezperez@uacam.mx
 14. Centro de Investigación en Materiales Avanzados. México, facundo.almeraya@ci-mav.mx
 15. Grupo de Durabilidade de Materiais Inorgânicos, Departamento de Materiais, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal, msalta@lnec.pt, apmelo@lnec.pt
 16. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería, Laboratorio de Materiales, wmmolina@zeus.umich.mx.
 17. Facultad de Ingeniería, Instituto de Estructuras y Transporte "Profesor Julio Ricaldoni" Universidad de La República, Uruguay, grodrig@fing.edu.uy
 18. Instituto de Ingeniería Química, Uruguay, deregibus@fing.edu.uy
-

Impact of the Tropical Environment on the Durability of Reinforced Concrete Structures

ABSTRACT

To demonstrate the impact of tropical countries on the behavior of reinforced concrete structures, results of more than five years of the Latin American project, "Effect of the Environment on the Durability of Reinforcement (DURACON)" will be presented. For this purpose, specimens were prepared with and without reinforcements (w/c ratio 0.45 and 0.65), for chemical, physical-mechanical and electrochemical testing, using existing materials in each of the ten participating countries (Argentina, Bolivia, Chile, Colombia, Costa Rica, Mexico, Spain, Uruguay, Portugal and Venezuela), exposing them at 46 stations. This project correlates the influence of meteorological parameters of urban and marine environments on the behavior of reinforced concrete structures. All results show the high aggressiveness of tropical environments, with Venezuela as one of the first, particularly in areas where the average annual temperature is higher than 25°C. This undoubtedly merits greater demands for concrete quality in these countries.

KEY WORDS: Concrete, environment, corrosion, carbonation, chlorides.

Introducción

La corrosión de la armadura es una de las causas más habituales del deterioro de las estructuras de concreto armado pre y postensado, ocasionando elevados gastos de reparación y mantenimiento, ello supone preocupación para las administraciones de las obras públicas y para los particulares, cuyas viviendas sufren deterioros prematuros. La Asociación Internacional de Corrosión (NACE Internacional), en un estudio realizado en el 2002 (Koch *et al.*, 2002) reportó un costo anual directo por corrosión de 276 billones de dólares en Estados Unidos, de los cuales 50 billones corresponden a la construcción. Para el caso específico de los puentes, el departamento de transporte de este mismo país reporta que el 25% de los mismos (uno de cada cuatro), han sido clasificados como deficientes, sien-

do la corrosión de la armadura uno de los factores principales que contribuyen a ese deterioro. Así, la mitad de los 575.000 puentes de Estados Unidos de Norteamérica están afectados por corrosión debido principalmente al uso de sales de deshielo y al menos un 40% de éstos han sido considerados como deficientes a nivel estructural. También en el Reino Unido (Wallbank, 1989) los puentes de las grandes autopistas requieren atención, debido a las condiciones severas de corrosión por el uso de sales de deshielo. Se estima que los costos de reparación ascendieron a más de 620 millones de libras en los últimos 10 años.

Con relación a Iberoamérica, no se dispone de información económica definida. Es de esperar una menor incidencia que en países con climas fríos que usan sales en abundancia, aunque en climas tropicales se ha demostrado (Morcillo *et al.*, 1998) que la agresividad, para materiales metálicos, es mayor que en países que no lo son. En todo caso, el impacto económico de la corrosión es, en términos relativos, muy importante. Los resultados de la evaluación técnica en algunos países de Iberoamérica muestran que los daños por corrosión de la armadura se encuentran dentro de las tres primeras causas de deterioro de las estructuras de concreto (GEHO, 1992; Dal Molin, 1992; Magalhaes *et al.*, 1989; Aranha, 1994; Nince, 1996; Carmona y Marega, 1988).

En Venezuela, aun cuando el Centro de Estudios de Corrosión (CEC) de la Universidad del Zulia está haciendo esfuerzos para obtener los costos por corrosión en el país, esto no ha sido fácil y solamente se han podido identificar los gastos por corrosión en la Industria Eléctrica y de Alimentos (Fernández de Romero *et al.*, 2005). No obstante, en lo que a estructuras de concreto armado se refiere, se puede citar como ejemplo el caso del Puente sobre el Lago de Maracaibo (Troconis de Rincón *et al.*, 1997b), donde su construcción (1962) costó aproximadamente 77 millones de dólares y sólo el cambio de guayas (1980), dada su corrosión, costó la misma cantidad; esta cifra no alcanzaría para su reparación/rehabilitación integral, como así lo requiere; ya que reparar sólo una de las 135 pilas con criterios de Durabilidad cuesta aproximadamente medio millón de dólares.

Las investigaciones relacionadas con la corrosión de la armadura han sido amplias en los últimos veinte años, pero han estado especialmente enfocadas: 1) al estudio de las causas y mecanismos de deterioro, 2) al de-

sarrollo de técnicas electroquímicas de evaluación y control (tanto en laboratorio como *in-situ*) y 3) al empleo de métodos de protección. Más recientemente se planteó la necesidad de cuantificar la vida útil de estructuras afectadas por corrosión, por lo que en los últimos años se ha ido centrando el interés en la búsqueda de modelos que permitan predecir la vida útil de estructuras en servicio no deterioradas o estimar la futura en el caso de nuevas, influyendo desde la fase de proyecto.

Una de las causas que más habitualmente provoca la corrosión de la armadura es la penetración de los iones cloruro a través de la red de poros del concreto, cuando éste está situado en ambientes marinos. Los iones cloruro son capaces de inducir a la corrosión localizada de la armadura y por tanto llegar a producir la falla prematura e inesperada de la estructura.

El fenómeno de penetración de los cloruros puede ocurrir mediante dos mecanismos: por difusión en concreto saturado de agua o por fenómenos de absorción/desorción al producirse ciclos de humedad/secado. La difusión se produce cuando se dan diferencias de concentración entre dos puntos, por lo que resulta el mecanismo de penetración en estructuras completamente sumergidas o en contacto permanente con agua de mar o salobre. En cambio, en zonas aéreas o sometidas a la acción de las mareas o salpicaduras se producen ciclos de humedad/secado, que dan lugar a mecanismos de penetración de los cloruros más rápidos; ya que además de la difusión, aparecen fenómenos de absorción capilar o de niebla salina que conducen a difusividades más elevadas.

La porosidad del concreto es sin duda un factor crucial en todos estos fenómenos, ya que la penetración será tanto más rápida cuanto mayor sea la porosidad del recubrimiento. Así, bajas relaciones a/c y relativamente altos contenidos en cemento, son una cierta garantía de lentas difusividades de los cloruros. El tipo de cemento y su capacidad de retener o combinar cloruros es otro de los parámetros relevantes del proceso. La segunda ley de Fick es la más utilizada actualmente para hallar los coeficientes de difusión, D , en estructuras reales y en laboratorio, con el fin de hacer predicciones. Sin embargo, cada vez aparecen más datos que señalan las limitaciones que presenta esta ecuación y que se manifiesta especialmente en la escasa relación encontrada entre los resultados de laboratorio y los de estructuras reales (Mangat y Molloy, 1994; Troconis de Rincón *et al.*, 2002; Troconis de Rincón *et al.*, 2004).

La posible causa a estas limitaciones puede tener varias justificaciones:

- Que los ensayos de laboratorio no reflejen la realidad en cuanto a que el coeficiente de difusión no sea constante sino que disminuya con el tiempo.
- Que el límite de cloruros para despasivar la armadura sea mucho más elevado que el que consideren las normas (0,4% respecto al peso de cemento).
- La hipótesis de las condiciones de contorno que llevan a la solución a través de la función de error no sean las apropiadas y sea necesario utilizar otro tipo de condiciones. Como por ejemplo a) que contemplen el hecho de que la superficie del concreto tiene una composición distinta al concreto interior (efecto piel) haciendo significativamente diferente el D en ambas zonas, b) la variación de Cs con el tiempo, c) cómo varía el coeficiente D con la concentración de cloruros, d) cómo afecta el envejecimiento del concreto (hidratación), e) cómo varía con el tipo de cemento y d) las condiciones climáticas de entorno de la estructura.

En cuanto al límite de cloruros que puede producir la despasivación de la armadura se acepta como valor límite en el agua de amasado del concreto el 0,4% en peso de cemento (Troconis de Rincón, 1997^a). O una relación $Cl^-/OH^- = 0,6$ si se trata de cloruros que penetran desde el exterior. Sin embargo, algunos estudios recientes (Sandberg *et al.*, 1995; Glass y Bruenfeld, 1995; Alonso *et al.*, 2000; Castro, 2001; Sagües *et al.*, 2001) en mortero y concreto han cuestionado estos valores al encontrarse umbrales más altos que oscilan del 1 al 2% de cloruros en relación al peso de cemento y de 2 a 8 para la relación Cl^-/OH^- . De los escasos estudios realizados se desprende una gran dispersión incluso ante condiciones aparentemente idénticas. Se han identificado varios factores que pueden afectar a la no existencia de un valor único de umbral de cloruros para producir la despasivación de la armadura: 1) tipo y contenido en cemento, 2) estado superficial del acero, 3) porosidad del concreto, 4) temperatura, 5) potencial electroquímico que presenta la armadura, 6) velocidad de penetración de Cl^- (adicionados, penetración), 7) características y espesor de la capa pasivante y 8) condiciones meteorológicas reinantes en el área de entorno.

Algunos de estos factores son difícilmente controlables de forma aislada, lo que finalmente conduce a que el estudio deba llevarse a través de tratamientos estadísticos que permitan definir los rangos de variación según alguno de los factores anteriormente descritos.

Por otra parte, la carbonatación también es un problema que actualmente está afectando a muchas estructuras en nuestros países (Troconis de Rincón *et al.*, 2005), por esa diversidad de climas que poseemos, aunque en menor escala que el problema con los cloruros; lo cual se presenta en ambientes rurales y urbanos, teniendo dificultades similares para su predicción.

La carbonatación es un proceso en el cual el dióxido de carbono (CO_2), en la atmósfera, reacciona con las sustancias alcalinas presentes en la solución del poro en el concreto, y con las diferentes fases en la pasta de cemento hidratada (silicatos, aluminatos, y ferroaluminatos), resultando en reacciones de neutralización del material (Troconis de Rincón, 1997a). Cuando este fenómeno ocurre en el concreto que rodea a la armadura, el pH de la solución acuosa baja y las barras se corroen uniformemente formando productos de corrosión que eventualmente agrietan y delaminan el concreto que las recubre. Esta repentina disminución del pH, en el interior del concreto, da lugar a un frente carbonatado, el cual puede ser revelado con un indicador de pH, la fenoltaleína, la cual reacciona con el agua de poro en el concreto cambiando su color de púrpura ($\text{pH} > 9$), a incoloro ($\text{pH} \approx 9$ o menor).

La forma en que el frente de carbonatación avanza es de vital importancia para la predicción de la vida en servicio del concreto armado. En el diagrama de Tutti (1982) para estructuras no afectadas por la presencia de iones cloruro, el tiempo en que el frente de carbonatación alcanza el nivel de las barras puede considerarse como equivalente al período de iniciación de la corrosión. Se ha determinado (Troconis de Rincón *et al.*, 1997a), que esta velocidad es función, principalmente de: a) el contenido de humedad en el concreto, b) porosidad del concreto (relación agua/cemento), y c) la cantidad de material carbonatable.

Ahora bien, debido a que el mecanismo de carbonatación sigue un fenómeno difusional (similar a la penetración de cloruros), éste podría ser modelado utilizando la expresión de la raíz cuadrada del tiempo como sigue (Troconis de Rincón *et al.*, 1997a; Loo *et al.*, 1994).

$$X_{CO_2} = K_{CO_2} t^{1/2} \quad [1]$$

donde: X_{CO_2} = profundidad de carbonatación alcanzada en el tiempo t (mm); t = tiempo de exposición (años) y K_{CO_2} = coeficiente de carbonatación (mm/año^{1/2}).

El comportamiento general no siempre está de acuerdo con esta expresión. Así, Lawrence (1981), determinó que la carbonatación (al igual que la penetración de los iones cloruro), no sigue un proceso difusional puro, por lo cual no sigue la ecuación [1]. De acuerdo a investigaciones recientes, efectuadas por Houst (1994), la difusión a través de la pasta de cemento se puede entender mejor utilizando el modelo difusional de Knudsen, el cual implicaría la introducción de, al menos, dos niveles de porosidad del concreto.

Otro modelo es propuesto por Parrott (1994), quien consideró que la vida en servicio (t) se puede estimar de la siguiente manera:

$$t = t_i + t_p \quad [2]$$

donde: t_i = período de iniciación y t_p = período de propagación.

Para el período de iniciación:

$$d = ak^{0.4} t_i^n / c^{0.5} \quad (3)$$

donde: d = profundidad del frente de carbonatación (mm); a = constante difusional (muchos de los autores están de acuerdo en asignarle un valor de 0,64); k = permeabilidad al aire del recubrimiento de concreto sobre la barra (10^{-16} m²).

Esta permeabilidad depende del porcentaje de humedad relativa (HR) en la siguiente forma:

$$k = mk_{60} \quad (4)$$

donde:

$m = 1,6 - 0,00115HR - 0,0001475HR^2$; o $m = 1,0$ si $HR < 60\%$; (HR: humedad relativa en %).

k_{60} = permeabilidad del espécimen a 60% de HR.

N = exponencial, definido como: $n = 0,02536 + 0,01785HR - 0,0001623HR^2$.

C = Contenido de óxido de calcio de la matriz de cemento hidratada (kg/m^3) que puede reaccionar y retardar la velocidad de penetración del CO_2 . Esta variable puede depender de la composición del cemento, condiciones de exposición y diseño de mezcla.

Por lo tanto, para el período de propagación:

$$t_p = CD / CR \quad (5)$$

donde: CD = profundidad permitida de la fractura por corrosión (μm); CR = velocidad de corrosión ($\mu\text{m/año}$).

El principal inconveniente de la aplicación de este modelo es que requiere de un profundo conocimiento del proceso que envuelve el fenómeno de la carbonatación para poder tener una correcta interpretación.

La carbonatación del concreto, por sí misma, sin la presencia simultánea de agua, no puede promover la corrosión activa del acero de refuerzo (González y Andrade, 1980^a). Las velocidades de corrosión sin la presencia de agua son muy bajas, en el orden de $0,02 \mu\text{A/cm}^2$ si la humedad relativa externa es menor o igual a 50%. Para obtener altas velocidades de corrosión en concreto carbonatado (por ejemplo $0,5 \mu\text{A/cm}^2$), es necesaria una humedad relativa superior al 50% (Alonso y Andrade, 1987). Otros investigadores (Alonso y Andrade, 1993), concluyeron que un factor controlante en la velocidad de corrosión del acero de refuerzo en concreto carbonatado es la resistencia óhmica del concreto (la cual es sensible a la humedad relativa), mientras que esta es independiente del tipo de mortero y del contenido de adición. Adicionalmente, Dhir *et al.* (1992) encontraron bajas velocidades de corrosión ($i_{\text{corr}} \approx 0,03 \mu\text{A/cm}^2$) en concreto mantenido a 55% HR, corrosión severa ($i_{\text{corr}} \approx 1 \mu\text{A/cm}^2$) a 75% HR, y aún más severa a 95% HR ($i_{\text{corr}} \approx 3 \mu\text{A/cm}^2$).

Las primeras investigaciones realizadas (Tutti, 1982), utilizando concreto parcialmente carbonatado, y contaminado con cloruros, reveló que la concentración de este ión no es homogénea en la pasta de cemento, pero depende del progreso del frente de carbonatación; probablemente debido a que se dan reacciones que liberan los cloruros previamente enlazados. En subsiguientes investigaciones (De Ceukelaire y Van Nieuwenburg, 1993), se determinó que la concentración de cloruros en la solución de poros se incrementó, luego de la carbonatación del concreto. Este efecto, combinado con la reducción en el pH, causa problemas más severos

que cada efecto por separado. En la región Iberoamericana se han dado casos donde, además de la falla de la estructura debido a este mecanismo, se ha producido el fallecimiento de personas (Troconis de Rincón *et al.*, 2005).

Así, como se indicó, ambos problemas tienen una relación directa con los parámetros meteoroquímicos del ambiente al cual se encuentran expuestas las estructuras. En Iberoamérica (Morcillo *et al.*, 1989) se tiene una diversidad muy grande de climas/microclimas que permitirían definir más acertadamente los niveles de iones cloruro y la carbonatación que causa la corrosión de la armadura, dependiendo del ambiente de exposición, así como del efecto que pudiese tener el ambiente tropical en el desarrollo de estos fenómenos.

Desde 1990, un grupo de investigadores Iberoamericanos hemos venido estudiando el efecto del ambiente en la durabilidad de los materiales, no sólo metálicos (Morcillo *et al.*, 1989), sino en concreto armado (Troconis de Rincón *et al.*, 2006b) (Troconis de Rincón *et al.*, 2007). Así, desde 1993, el CYTED (Programa de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo), con sede en España, aprobó (dentro del subprograma XV "Corrosión/Impacto Ambiental sobre Materiales"), una primera Red sobre Durabilidad de la Armadura (DURAR), coordinada por mi persona; donde un grupo de Iberoamericanos de 10 países diferentes (Argentina, Brasil, Colombia, Cuba, España, México, Uruguay, Perú, Portugal y Venezuela), logramos a través del intercambio de ideas y experiencias tanto en investigación como en campo, generar un Manual de Técnicas y Procedimientos para evaluar, diagnosticar y reparar estructuras que presenten problemas de corrosión, con criterios de durabilidad (Troconis de Rincón, 1997a). Es el primer manual producido en el mundo con estas características; el cual ha permitido la transferencia del conocimiento adquirido a través de más de 30 cursos en diferentes partes del mundo. Actualmente se han generado 6 ediciones de este Manual en español (3500 libros) y 1 en inglés (500 libros).

Posteriormente en el año 2000, para continuar con los estudios sobre Durabilidad, se aprobó, a través del mismo CYTED, el proyecto de investigación DURACON "Influencia de la Acción del Medio Ambiente en la Durabilidad del Concreto Armado", en el cual participan los mismos países indicados arriba, pero ahora se incorporaron nuevos: Bolivia, Chile y Costa Rica, instalando 46 estaciones, de las cuales 21 se encuentran localiza-

das en ambientes urbanos y el resto en ambientes marinos. Así, el objetivo del presente trabajo es presentar y discutir los resultados obtenidos en este último proyecto, en la mayor parte de las estaciones de ensayo, después de 5 años de exposición. No se incluyen las estaciones de Argentina, dada la escasez de información de algunos parámetros aereoquímicos. Adicionalmente, se presentará una primera versión de las normativas sobre Durabilidad, generadas con base en toda esta experiencia adquirida por este grupo Iberoamericano en todos estos años de trabajo conjunto, y que actualmente se están intentando introducir en nuestros países.

1. Procedimiento experimental

1.1. Preparación y caracterización de las mezclas de concreto

Se prepararon dos tipos de mezclas, una con una relación agua/cemento (a/c), de 0,65 con un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y la otra con 0,45 cuyo contenido de cemento es de 400 kg/m^3 . Dado que cada país construyó sus propias probetas, se fijaron premisas para tratar de tener concretos similares, así: se utilizó cemento Portland I; agregado grueso triturado silíceo con un tamaño máximo nominal de 13 mm, esto en base a la distancia entre las barras de las probetas para los ensayos electroquímicos (figuras 1 y 2); arena cuarzosa; encofrados metálicos y curado según ASTM C192/C192M-95.

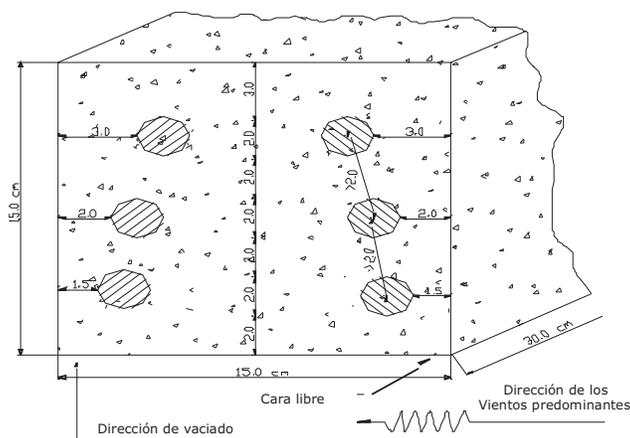


FIGURA 1. Diagrama esquemático de la configuración de las Probetas Armadas.

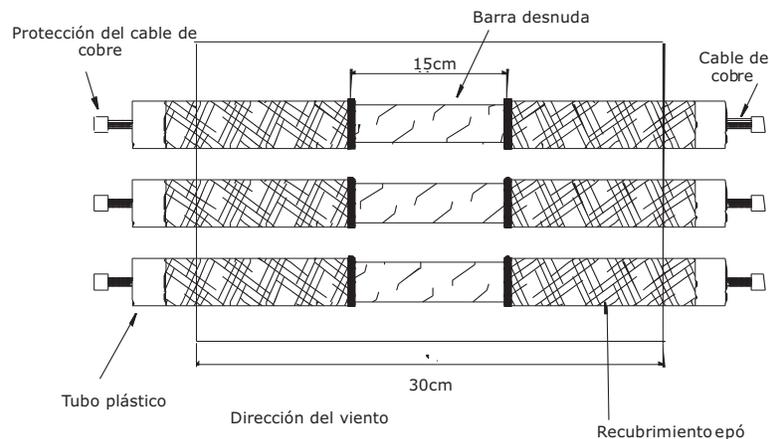


FIGURA 2. Diagrama donde se muestran las barras utilizadas para la evaluación electroquímica.

Para caracterizar físico-mecánicamente las mezclas de concreto, en cada uno de los países involucrados, se llevaron a cabo las siguientes pruebas: resistencia a la compresión a los 28 y 90 días (ASTM Standard C 39); resistencia indirecta a la tracción a los 28 días (ASTM Standard C 496); módulo de elasticidad a los 28 días (ASTM Standard C 469); resistividad (en especímenes saturados en agua/Manual DURAR (Troconis de Rincón *et al.*, 1997); absorción total y porosidad total (ASTM Standard C 642); absorción capilar (Fagerlund Technique, 1986); permeabilidad rápida a los cloruros (ASTM C 1202), todas ellas luego de 28 días de curado.

En cada sitio de exposición se colocaron seis prismas de concreto, $15 \times 15 \times 30$ cm, por cada mezcla (figura 3). Tres de ellos sin armaduras y el resto de los prismas se reforzaron con seis barras (9,5 mm en diámetro), las cuales se colocaron a diferentes profundidades (15, 20 y 30 mm), tres de ellas en la cara expuesta a los vientos preferenciales y las otras tres en la cara resguardada de los mismos (figura 1). Estas barras se utilizaron para correr las pruebas electroquímicas: potenciales de corrosión utilizando un electrodo de Cu/CuSO_4 saturado y velocidad de corrosión, mediante resistencia a la polarización. Los extremos de cada barra están recubiertos con una pintura epóxica, dejando la parte central de 15 cm de longitud descubierta, como se observa en la figura 2. Los prismas no reforzados se utilizaron para efectuar diferentes ensayos destructivos al concreto (perfiles del frente de carbonatación y de la concentración de iones cloruro).



FIGURA 3. Estación de ensayo típica en ambiente urbano (Maracaibo).

1.2. Evaluación del ambiente

La Evaluación de los parámetros climáticos y ambientales (humedad relativa (HR), tiempo de humectación (TDH/τ), velocidad y dirección del viento, precipitación pluvial, temperatura, concentración de cloruros, concentración de CO_2 y concentración de compuestos de azufre) se realizó según la metodología establecida por la norma ISO 9223 (1992), estimando así la agresividad ambiental en cada una de las estaciones de ensayo. Es importante destacar que actualmente no existen normativas que permitan identificar la agresividad del ambiente para las estructuras de concreto armado, por lo cual se utilizó, en primera instancia, la norma ISO para materiales metálicos.

1.3. Evaluación electroquímica

Para las medidas electroquímicas se utilizó el equipo GECORR 6 (Feliú *et al.*, 1993), que permite medir el potencial de corrosión (E_{corr} , referido a un electrodo de $Cu/CuSO_4$), la velocidad de corrosión de la armadura (i_{corr}) mediante la técnica de polarización lineal, la resistividad del concreto (ρ), la temperatura y la humedad ambiental a la cual se han expuesto las probetas. Este equipo permite compensar la resistividad del concreto y adicionalmente confina la corriente permitiendo así definir el área afectada y la velocidad de corrosión uniforme real. En el caso de corrosión localizada, se ha demostrado (González *et al.*, 1995b) que la velocidad de pene-

tración de las picaduras está en el orden de 10 veces el valor de la corrosión uniforme medida por la técnica de polarización lineal.

1.4. Evaluación química

La alteración química del concreto, debida a su exposición al medio, se determinó utilizando los prismas sin refuerzo, analizándolos anualmente o en tiempos menores, si cualquiera de las barras, en al menos dos prismas a la misma profundidad, se activaban. Esto con el fin de determinar el nivel de cloruros que activaban a las barras y/o cuando la carbonatación del concreto alcanzaba a las mismas. Un espécimen de 5 cm de espesor, de cada uno de los prismas no reforzados, se cortaba mediante una guillotina diseñada y construida para tal fin (Rodríguez *et al.*, 2002; Maldonado y González, 2004). Luego, la cara nueva de corte del prisma se protegía con una pintura epóxica. El frente de carbonatación se midió sobre la cara recién cortada del espécimen (15×15 cm), utilizando un indicador de pH, la fenolftaleína (Troconis de Rincón *et al.*, 1997a).

El análisis de la concentración de cloruros se llevó a cabo en un prisma de 15×3×5cm, extraído del centro del espécimen cortado. El mismo se corta en rebanadas de 0,5 cm de espesor, desde la cara expuesta hasta la resguardada, trituradas y llevadas hasta polvo para realizar la extracción de iones cloruros totales y de cloruros libres o solubles en agua (Troconis de Rincón *et al.*, 1997a).

2. Resultados y discusión

2.1. Caracterización físico-mecánica del concreto utilizado en cada país

Las tablas 1 y 2 muestran la caracterización físico-mecánica de los diferentes concretos preparados en cada país participante en el proyecto. En ellas se nota que aun cuando se utilizó el mismo tipo de cemento (Portland I) y el mismo tipo de agregado, las características finales del concreto fueron diferentes en cada país, lo cual puede afectar la calidad del mismo, tanto desde el punto de vista mecánico como de durabilidad (Troconis de Rincón *et al.*, 2006). El contenido de C_3A de los cementos utilizados fue, en general, similar (5-8%), excepto para Venezuela y España, los cuales contienen 10% y 0,4%, respectivamente (Troconis de Rincón *et al.*, 2007).

TABLA 1. Propiedades del concreto para las mezclas con a/c = 0,45

País	f_{c_k} (MPa)/ 28 días	m (s/m ²)	k (kg/m ² s ^{1/2})	ϵ (%)	Cont. de cemento (kg/m ³)
Bolivia	26,63	$3,21 \times 10^7$	0,0054	3,05	400
Chile	43,6	$2,50 \times 10^7$	0,0027	1,4	387
Colombia	52,3/62,0	$15,26/10,70 \times 10^7$	0,0060/0,0066	7,4/6,8	400
Costa Rica	39,1	$3,25 \times 10^7$	0,021	11,97	400
México	51,5	$3,48 \times 10^7$	0,0147	8,7	411
Portugal	63,9	-	0,0020	-	400
España	43,2	$10,5 \times 10^7$	0,0054	5,5	400
Uruguay	44,3	$3,3 \times 10^7$	0,0196	11,2	400
Venezuela	33,8	$8,68 \times 10^7$	0,0082	7,6	414

TABLA 2. Propiedades del concreto para las mezclas con a/c = 0,65

País	f_{c_k} (MPa)/ 28 días	m (s/m ²)	k (kg/m ² s ^{1/2})	ϵ (%)	Cont. de cemento (kg/m ³)
Bolivia	16,81	$2,12 \times 10^7$	0,0202	9,3	320
Chile	19,8	$2,25 \times 10^7$	0,0341	16,1	323
Colombia	28,0/36,1	$7,28/4,50 \times 10^7$	0,0122/0,0085	10,4/5,7	306/335
Costa Rica	20,1	$3,73 \times 10^7$	0,026	15,88	350
México	40,0	$3,60 \times 10^7$	0,0199	11,9	285
Portugal	35,4	-	0,0069	-	260
España	27,0	$6,1 \times 10^7$	0,0091	7,1	300
Uruguay	28,4	$3,2 \times 10^7$	0,0267	15,0	323
Venezuela	26,8	$3,71 \times 10^7$	0,0250	15,2	355

Si todas las mezclas de concreto tuviesen las mismas características físico-mecánicas, se esperaría que el concreto preparado en Venezuela proporcionara la mayor protección a las cabillas; debido a que, como es bien conocido, el aluminato tricálcico (C_3A), puede reaccionar con los iones cloruro para formar la sal de Friedel, reduciendo así la concentración de cloruros libres que son los que inducen a la corrosión de las cabillas. El mismo razonamiento lleva a esperar que el concreto preparado en España proveyera la menor protección a las barras. No obstante, el contenido de C_3A no es el único factor importante a considerar. Se espera que uno de los factores más importantes a considerar en la durabilidad del concreto es la porosidad y, específicamente, la porosidad capilar, la cual indica su capacidad para decrecer la penetración de agua y, por lo tanto, de los agentes agresivos. La tabla 1 muestra que para una relación a/c de 0,45 el concreto preparado en Venezuela es uno de los que tienen la más alta absorción capilar ($0,0082 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1/2}$), junto con Uruguay, México y Costa Rica, lo cual indica una mayor potencialidad de ingreso de los agentes agresivos. Esto mismo ocurre para el concreto con una relación a/c = 0,65 (tabla 2), donde el concreto preparado en Venezuela muestra una de las más altas absorciones capilares ($0,025 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1/2}$), en conjunto con Uruguay, Costa Rica y Chile, entre todas las mezclas preparadas. Nótese adicionalmente que las mezclas que tienen la mayor resistencia a la compresión no son necesariamente las de mejor calidad. Compárese por ejemplo Uruguay y España que tienen resistencias mecánicas similares, con el mismo contenido de cemento, y sin embargo el concreto de relación a/c = 0,45 (tabla 1), preparado en España es de mejor calidad ($k = 0,0054 \text{ m}^{-2} \text{ s}^{-1/2}$), que el de Uruguay ($k = 0,0196 \text{ m}^{-2} \text{ s}^{-1/2}$) e igual ocurre para a/c = 0,65. Todos estos resultados, para ambas relaciones a/c, ya indican la importancia de no diseñar sólo con base en solicitaciones mecánicas.

2.2. Caracterización del medio de exposición

El Standard 9223 de la ISO (1992) clasifica a la atmósfera de acuerdo con el TDH (tiempo de humectación) y la velocidad de deposición de contaminantes atmosféricos: compuestos de azufre (P) y salinidad (S). La figura 4 intenta mostrar la agresividad relativa esperada en los diferentes lugares de ensayo analizados.

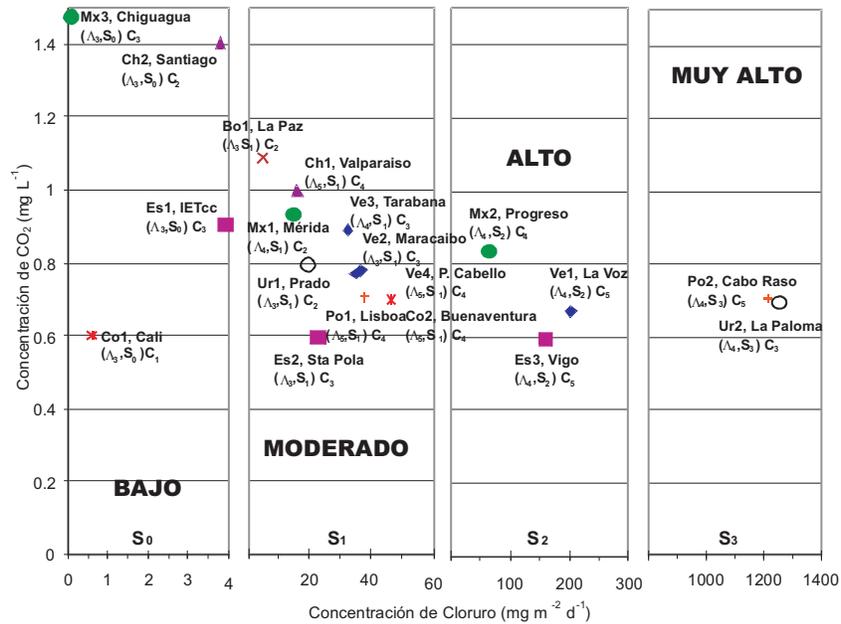


FIGURA 4. Corrosividad ambiental según ISO9223.

No obstante, considerando que es el dióxido de carbono y los iones cloruro los que afectan significativamente la corrosión de la armadura (ca-billas), se sustituyó en el eje Y el contenido de compuestos de azufre (como dióxido de azufre/ SO_2), por el contenido de CO_2 ; ya que el primero no afecta directamente la corrosión de la armadura. Esta figura muestra todos los sitios de ensayo que son analizados en este trabajo. Note el gran rango de ambientes que se tienen, desde moderado hasta severos, no sólo para los ambientes marinos, donde el contenido de iones cloruro en la atmósfera es uno de los factores más importantes a considerar, sino en los ambientes urbanos y rurales, donde es el contenido de CO_2 uno de los factores importantes en causar carbonatación del concreto y por lo tanto corrosión de la armadura de acero. Es importante destacar que hasta el momento no se han definido normativas para caracterizar el ambiente de exposición para las estructuras de concreto armado, por lo cual se está utilizando la norma ISO para exposición de materiales metálicos.

Esto es uno de los objetivos finales que tiene el proyecto DURACON, complementar la información sobre el particular, lo cual será presentado al final de esta discusión de resultados.

Para facilitar la discusión de los resultados se evaluarán, por separado, las estaciones situadas en ambientes marinos, de aquellas localizadas en los ambientes rurales y urbanos.

3. Ambientes marinos

3.1. Análisis de la potencialidad y probabilidad de corrosión en ambientes marinos

Basado en la caracterización de las propiedades del concreto y de la agresividad del medio (tablas 3 y 4), se efectuó una estimación preliminar de la potencialidad y probabilidad de corrosión de la armadura de acero en los primeros sitios de ensayo que fueron instalados, luego del primer año de exposición (Troconis de Rincón *et al.*, 2006); para luego, una vez las barras se activaran (evaluación electroquímica), poder definir si estas predicciones eran acertadas. A tal efecto, se escogieron los países de Chile, Colombia, España, Portugal y Venezuela que fueron los primeros que instalaron sus estaciones. Todo esto con el fin de establecer algunos criterios que permitiesen definir en el futuro los estándares de clasificación de agresividad de las atmósferas para las estructuras de concreto armado, hasta ahora inexistentes

Concreto con a/c = 0,45. Desde el punto de vista de resistencia a la compresión, el mejor concreto se preparó en Portugal (>60 MPa), el cual también tiene la más baja absorción capilar ($0,0020 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1/2}$). Este último parámetro indica la facilidad con la cual los agentes agresivos pudiesen ingresar al concreto. Así que el concreto preparado en Portugal sería el que tendría la mejor calidad, desde el punto de vista de durabilidad, y el de menor potencialidad para corroer a la armadura; si todos los concretos preparados en los diferentes países estuviesen expuestos al mismo medio. Como ya se indicó, uno de los concretos con la mayor potencialidad de corroer a la armadura sería el preparado en Venezuela el cual además de tener baja resistencia a la compresión, posee una alta absorción capilar ($0,0082 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1/2}$), y porosidad efectiva (7,6%); aun cuando el cemento utilizado en la preparación del concreto posee el mayor contenido de C₃A. No obstante, como se demostrará posteriormente este último parámetro no es más importante que la calidad del concreto en la durabilidad del mismo.

TABLA 3. Características del medio y del concreto ($a/c=0,45$) de los sitios marinos seleccionados para estimar la potencialidad que tienen estos medios de corroer al acero por la penetración de iones cloruro

País (Estación)	Portugal (Cabo Raso)	Venezuela (La Voz)	España (Vigo)	Colombia(1) (Buenaventura)	Colombia(1) (Buenaventura)	Chile (Valparaíso)
RH (%)	74,0	90,0	69,0	89,2	89,2	82,8
TDH Fracción $F(\tau)$	0,46	0,67	0,31	0,89	0,89	0,70
Ambiente (promedio anual)	17,0	29,35	15,8	25,9	25,9	15,3
Temperatura (°C)						
Cl ⁻ (mg/m ²)	1392	166,52	156,21	29,0	29,0	19,26
Precipitación (mm/año)	109	398	1267,6	6581	6581	500
$a/c=0,45$						
F_{ck} (MPa)/28 días	63,9	33,82	43,24	62,02	52,3	43,6
C_3A	8,39	10,72	0,40	5,73	5,45	6,6
ε (%)		7,22	5,28	7,40	7,40	13,4
m (s m ⁻²)		$3,71 \times 10^7$	$10,5 \times 10^7$	$15,26 \times 10^7$	$10,7 \times 10^7$	$2,50 \times 10^7$
k (kg m ⁻² s ^{-1/2})	0,0020	0,0082	0,0054	0,0060	0,0066	0,0027
Contenido de Cemento (kg/m ³)	400	414,3	100	400	400	387

TABLA 4. Características del medio y del concreto ($a/c=0,65$) de los sitios marinos seleccionados para estimar la potencialidad que tienen estos medios de corroer al acero por la penetración de iones cloruro

País (Estación)	Portugal (Cabo Raso)	Venezuela (La Voz)	España (Vigo)	Colombia(1) (Buenaventura)	Colombia(1) (Buenaventura)	Chile (Valparaíso)
RH(%)	74,0	90,0	69,0	89,2	89,2	82,8
TDH Fracción $F(\tau)$	0,46	0,67	0,31	0,89	0,89	0,70
Ambiente (promedio anual)						
Temperatura (°C)	17,0	29,35	15,9	25,9	25,9	15,3
Cl ⁻ (mg/m ²)	1392	166,52	156,21	29,0	29,0	19,26
Precipitación (mm/año)	109	398	1267,6	6581	6581	500
$a/c=0,65$						
F_{ck} (MPa)/28 días	35,40	26,80	27,0	36,10	28,01	19,80
C_3A	8,39	10,72	0,40	5,73	5,45	6,6
ε (%)		15,41	7,15	12,0	12,0	16,13
m (s m ⁻²)		$3,71 \times 10^7$	$6,1 \times 10^7$	$7,28 \times 10^7$	$4,5 \times 10^7$	$2,25 \times 10^7$
k (kg m ⁻² s ^{-1/2})	0,0069	0,025	0,0091	0,0122	0,0085	0,0341
Contenido de Cemento (kg/m ³)	260	355,4	300	335	306	323

Concreto con a/c = 0,65. De nuevo, el concreto preparado en Venezuela (tabla 2), es uno de los que tiene la mayor potencialidad de corroer al acero de refuerzo, dada su baja calidad (absorción capilar de $0,025 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1/2}$ y porosidad efectiva de 15,4%), en conjunto con aquellos preparados en Uruguay, Costa Rica y Chile, aun cuando no es el de más baja resistencia a la compresión. Por otra parte, el concreto preparado en Portugal muestra la mejor calidad, ya que aun con no tener la más alta resistencia a la compresión, posee la más baja absorción capilar.

Todos estos resultados demuestran, una vez más, que la calidad del concreto para un medio específico de exposición no se debe evaluar con su resistencia a la compresión, sino que se deben considerar otros parámetros; siendo la absorción capilar o porosidad efectiva uno de los más importantes.

3.2. Agresividad ambiental

Para poder determinar la probabilidad de corrosión de la armadura en los ambientes marinos, se debe analizar la potencialidad que tiene el medio de corroerla en conjunto con la potencialidad que tiene el concreto de permitir la entrada del agresivo (propiedades físicas). La tabla 3 presenta, de izquierda a derecha, el orden en el cual se estima la alta a baja potencialidad, respectivamente, que tiene la armadura de corroerse en los diferentes ambientes de exposición, basado en la escala de agresividad ambiental definida en el estándar ISO 9223 (1992). Este orden se obtuvo con base en el contenido de cloruros en el ambiente, debido a que los valores del TDH son similares en todos los sitios marinos presentados en este trabajo ($>\tau_3$). De los resultados mostrados en la tabla 3, es importante destacar que en Portugal, aun cuando el concreto con a/c = 0,45 es de buena calidad, la armadura tendría la mayor probabilidad de corrosión, dado que este ambiente tiene una muy alta concentración de iones cloruro ($1392 \text{ mg m}^{-2} \text{ d}^{-1}$).

En los casos de La Voz y Vigo, con similar corrosividad ambiental, aun cuando el cemento de Venezuela tiene mayor contenido de C_3A (10% vs. 0,4% para España), éste tiene la mayor porosidad efectiva ($>7\%$), y absorción capilar ($0,082 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1/2}$), así como la más baja resistencia a la compresión. Por lo tanto, se esperaría que La Voz fuese el siguiente lugar con mayor probabilidad de iniciación de corrosión de la armadura, seguido

por Vigo. Otros efectos importantes de considerar para que la corrosión se inicie serían, principalmente, la temperatura promedio anual y la precipitación. Venezuela muestra la más alta temperatura promedio anual (29°C), la cual, en este ambiente con altas humedades relativas, incrementa la penetración de Cl^- en el concreto, dado el incremento en su coeficiente de difusión. Aun cuando este efecto también se observa en Colombia, el contenido de cloruros en la atmósfera de Buenaventura (29 mg/m^2 d), es bajo comparado con el determinado en la estación La Voz (156,52 mg/m^2 d). Además, en Buenaventura llueve casi todo el año, lo cual puede constantemente lavar los cloruros de la superficie del concreto, disminuyéndose su penetración en el mismo. Por lo tanto se estima que la probabilidad de que el acero se corroa, en orden decreciente, sería: Cabo Raso/Portugal > La Voz/Venezuela > Vigo/España > Buenaventura/Colombia > Valparaíso/Chile. El mismo comportamiento se esperaría para la mezcla $a/c = 0,65$ (tabla 4).

3.3. Evaluación electroquímica

En este caso, solo se mostrarán los resultados de aquellos países que inicialmente mostraron actividad de la armadura, luego de dos años de evaluación; esto con el fin de comparar los resultados con la predicción de la probabilidad de corrosión de la armadura, basada en la caracterización física del concreto y la agresividad del ambiente en los diferentes países. Las figuras 5 y 6 muestran los potenciales y la velocidad de corrosión del refuerzo, luego de los primeros tres años de exposición del concreto con $a/c = 0,65$ expuesto en Cabo Raso (Portugal) y La Voz (Venezuela). Nótese que para Cabo Raso las barras, a 15 mm de profundidad, comenzaron a corroerse luego de solamente 10 meses de exposición ($E_{\text{corr}} < -250$ mV vs. Cu/CuSO_4 e $i_{\text{corr}} > 0,1 \mu\text{A/cm}^2$) (Troconis de Rincón *et al.*, 1997a). La Voz es la segunda en agresividad, debido a que las barras a esa misma profundidad, en la cara expuesta a los vientos predominantes, se activaron luego de 22 meses de exposición. Estos resultados concuerdan con la predicción efectuada con base en el análisis que se efectuó de la potencialidad/probabilidad de corrosión de la armadura (tablas 3 y 4). Para la relación $a/c = 0,45$ el comportamiento relativo entre las dos estaciones fue similar.

Las figuras 5 y 6 muestran una excelente concordancia entre la evolución de los potenciales de corrosión y la velocidad de corrosión, lo cual

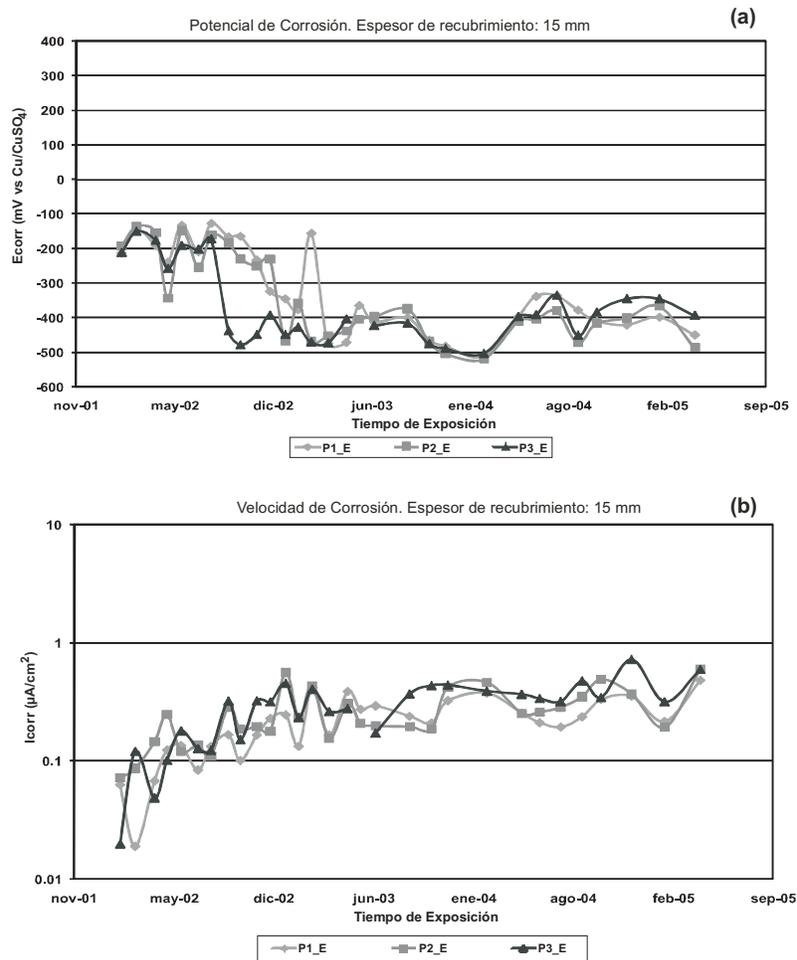


FIGURA 5. Medidas electroquímicas. Variación del potencial (a) y la velocidad de corrosión (b) de la armadura durante el tiempo de exposición en la atmósfera marina de Cabo Raso, Portugal.

permite una clara identificación del momento en el cual las barras se activan ($E_{\text{corr}} < -250 \text{ mV vs. Cu/CuSO}_4$ e $i_{\text{corr}} > 0,1 \mu\text{A/cm}^2$)¹⁵.

La tabla 5 presenta un resumen, en las estaciones de Cabo Raso y La Voz, del umbral de concentración de cloruro libre que despasivó a las barras y la profundidad a la cual ésta se encontraba así como el tiempo transcurrido para el concreto con $a/c = 0,65$. La alta concentración de cloruros libres en el concreto expuesto en Cabo Raso se debe a la alta contamina-

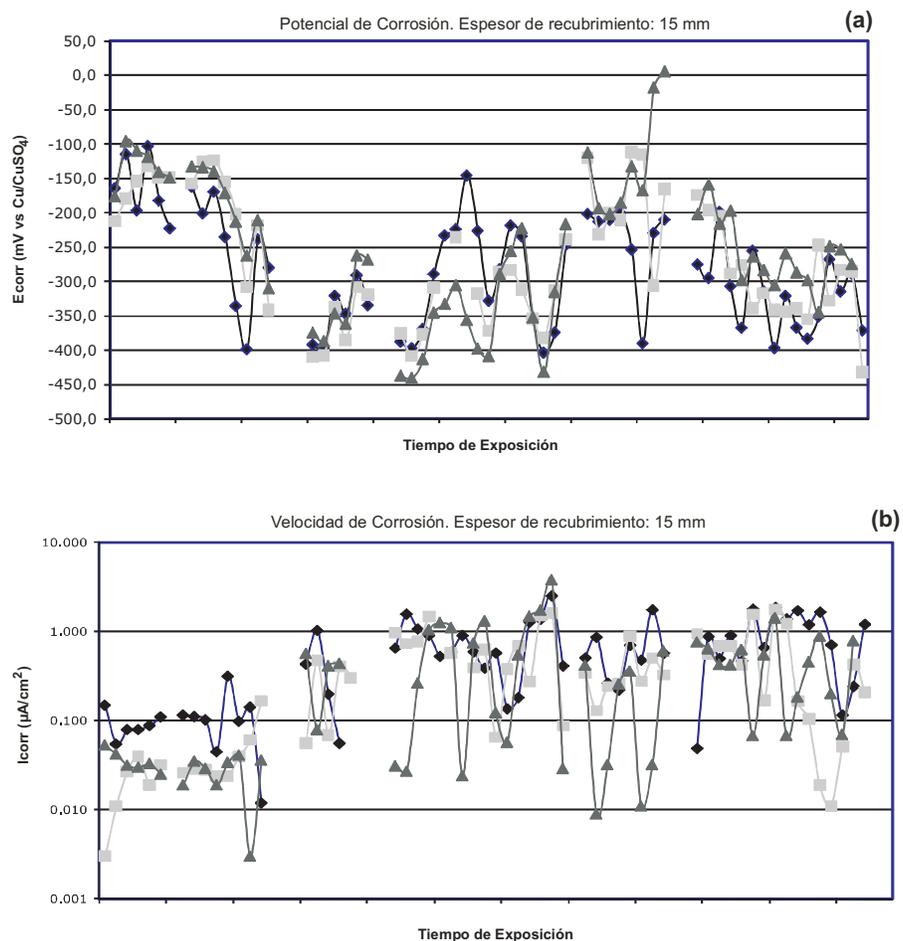


FIGURA 6. Medidas electroquímicas. Variación del potencial (a) y la velocidad de corrosión (b) de la armadura durante el tiempo de exposición en la atmósfera marina de La Voz, Venezuela.

ción por cloruros del medio ($1392 \text{ mg m}^{-2} \text{ d}^{-1}$), comparada con la estación La Voz ($166,52 \text{ mg m}^{-2} \text{ d}^{-1}$). No obstante, es importante notar que el umbral de concentración de cloruros que despasivó a las barras que se encontraban a 15 mm de profundidad fue más baja en La Voz (0,4% vs. 0,89% en Cabo Raso), y el coeficiente de difusión de cloruros fue tres veces más alto ($37,95 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ vs. $10,09 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ en Cabo Raso). Esto

TABLA 5. Resultados de la barra que se han despasivado luego de dos años de exposición a los ambientes marinos de La Voz / Venezuela y Cabo Raso / Portugal

Estación	Mezcla	D_{ap} (10^{-12}) (m^2/s)	Probeta	I_{corr}^* > $0,1 \mu A/cm^2$	E_{corr}^* $Cu/CuSO_4 \leq -250 mV$	Tiempo de inicio despasivación† (meses)	Cl^- Libre** (%)
La Voz	0,65 Cara Expuesta	37,95	1	15	15	22	0,42
			2	15	15	22	0,42
			3	15	15	22	0,42
	0,65 Cara No Expuesta	42,07	1	15	15	20	0,30
			2	-	-	-	0,48
			3	-	-	-	-
Cabo Raso	0,65 Cara Expuesta	10,09	1	15	15	10	0,89
			2	15	15	10	0,89
			3	15	15	10	0,89
	0,65 Cara No Expuesta	7,23	1	20	20	11	0,68
			2	20	20	11	0,89
			3	20	20	11	0,68

*Barras despasivadas. † Tomado de la Figura 5, cuando E_{corr} es $\leq -250mV$ e i_{corr} es $\geq 0,1 \mu A/cm^2$. **Concentración de cloruros libres promedios que producen despasivación (La Voz / tomada al mismo tiempo que las barras se despasivaron; Cabo Raso / estimada utilizando la Ley de Fick).

puede deberse a la más baja calidad del concreto utilizado en La Voz ($k = 0,025 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1/2}$), su más alta temperatura en el ambiente ($29,35^\circ\text{C}$ vs. $17,0^\circ\text{C}$ en Cabo Raso), y el mayor tiempo de humectación ($0,67$ vs. $0,46$ en Cabo Raso), lo cual incrementó la velocidad de difusión de los iones cloruro en el concreto.

En las barras localizadas a 20 mm de profundidad se necesitó menor concentración de iones cloruros para despasivar a las barras, en ambas estaciones ($0,68\%$ en Cabo Raso y $0,3\%$ en La Voz). Esto puede deberse a la más alta humedad del concreto a esta profundidad, donde todavía existe una alta disponibilidad de oxígeno para corroer a la armadura. A menores profundidades la corrosión de la barra (la cual se presenta en forma de picaduras), es determinada por el contenido de humedad en el concreto, es decir, su resistividad, la cual depende del contenido de Cl^- . Por otra parte, el concreto permanece más húmedo a mayores profundidades, restringiendo así el acceso de oxígeno (control difusional), de tal manera que menor concentración de Cl^- podría inducir a la ruptura de la película pasiva. Aunque se necesita oxígeno para mantener la corrosión de las barras, éste también se requiere para mantener su pasividad.

Es importante indicar que aun cuando con estos resultados se pudo verificar que el análisis de potencialidad y probabilidad es adecuado para estimar la agresividad relativa de una atmósfera, es necesario esperar que la armadura se active en todas las estaciones para poder definir los umbrales de cloruros que causan la activación de la misma, dependiendo del ambiente que rodea al concreto armado; así como los modelos que más se adaptarían a las diferentes condiciones reinantes en Iberoamérica, con lo cual ya hemos venido trabajando en la región (Andrade *et al.*, 2000; Morón *et al.*, 2003; Morles y Rosillón, 2007; Araujo *et al.*, 2011; Mendoza-Rangel *et al.*, 2009).

4. Ambientes urbanos

4.1. Análisis de la potencialidad y probabilidad de corrosión en ambientes urbanos

La tabla 6 muestra los promedios anuales de los diferentes parámetros meteorológicos y químicos para los ambientes urbanos, en los diferentes países participantes. Esto con el fin de efectuar una estimación del

TABLA 6. Parámetros meteoroquímicos y profundidad de carbonatación al primer año de evaluación

País (Estación)	Ambiente (Promedio Anual)					Profundidad de Carbonatación	
	HR (%)	f TDH	Temp. (°C)	CO ₂ (mg/L)	Lluvia (mm/año)	CE (mm)	CR (mm)
Bolivia-La Paz*	49,46	0,20	12,08	1,09	505,30	12,49	11,39
Chile-Santiago	61,20	0,11	16,80	1,40	992,00	2,60	1,80
Colombia-Cali	69,30	0,10	25,20	0,60	1222,00	2,50	0,70
Costa Rica-San José	74,50	0,66	21,40	0,71	1796,00	4,00	4,00
México							
Mérida	72,80	0,44	25,10	0,90	896,00	4,60	3,40
Chihuahua	32,90	0,05	19,90	1,48	272,00	3,86	1,53
Oaxaca	66,20	ND	21,75	ND	2,02	1,80	2,17
Morelia	71,47	0,43	17,87	ND	1203,81	5,33	5,33
México City**	56,31	0,21	16,80	ND	1107,22	5,44	4,96
Querétaro	63,81	0,34	15,27	ND	836,79	6,88	6,11
Toluca**	76,87	0,56	6,43	ND	1605,84	5,80	5,47
Mexicali**	39,07	0,08	24,12	ND	49,18	9,74	9,99
Portugal-Lisboa	74,50	0,43	16,10	0,71	936,00	3,32	3,53
España-Madrid	62,80	0,20	14,60	0,91	362,00	1,17	1,17
Uruguay-Prado	72,70	ND	16,30	0,80	1771,70	2,67	1,67
Venezuela							
Maracaibo	72,50	0,28	28,60	0,78	347,00	6,43	6,23
Tarabana***	81,40	0,59	24,10	0,91	796,00	6,78	7,44

*Luego de 21 meses de exposición; **Después de 20 meses de exposición;

*** Después de 18 meses; ND: No Determinado.

tiempo de iniciación de la corrosión, con base en un análisis de potencialidad y probabilidad, mediante la caracterización físico-mecánica del concreto preparado y la agresividad del ambiente de exposición (tablas 1 y 2). Parte de estos resultados fueron discutidos en una publicación reciente (Troconis de Rincón, *et al.* 2006a). A continuación se presentan los resultados más importantes.

En los ambientes urbanos, la probabilidad de corrosión por carbonatación se analiza solo para el concreto con $a/c = 0,65$ (tabla 2), debido a que, como es bien conocido, para concreto de buena calidad ($a/c = 0,45$), existe una baja probabilidad de que el acero se corra por este mecanismo.

La tabla 6 presenta los valores anuales promedio de los parámetros meteoro-químicos que mayormente afectan la difusión del CO_2 en el concreto. De acuerdo con el contenido de CO_2 en las estaciones de los países que han determinado este parámetro, el más agresivo sería el ambiente en la estación localizada en Chihuahua, México; seguida muy de cerca por la estación situada en Santiago, Chile y La Paz, Bolivia. No obstante, en este caso, debe considerarse que el ingreso del CO_2 en el concreto requiere baja humedad relativa ($< 80\%$) (Troconis de Rincón *et al.*, 1997a). En todas las estaciones en estudio la HR es inferior al 80%, siendo la más propensa a causar rápida carbonatación del concreto (HR $\approx 60\%$) (Troconis de Rincón *et al.*, 1997a), la existente en la estación de Santiago.

Cuando las características del concreto (contenido de cemento, absorción capilar y porosidad efectiva/tabla 2), se evalúan en conjunto con los parámetros medio ambientales (contenido de CO_2 y humedad relativa/ tabla 6), se puede observar que la estación de Santiago en Chile es la que tiene la más alta probabilidad de corroer a la armadura ya que posee un medio potencialmente agresivo (1,4 mg/L de CO_2 con 61,2% de Humedad Relativa), y un concreto con una alta potencialidad para permitir el ingreso del CO_2 (16,1% de porosidad efectiva y absorción de agua = $0,0341 \text{ kg/m}^2 \text{ s}^{1/2}$). La estación ITCC, en España, es otra de las estaciones donde la HR (62,8%), es propicia para causar alta carbonatación del concreto, pero al contrario del concreto preparado en Chile, éste es de muy buena calidad (7,1% de porosidad efectiva y absorción de agua = $0,0091 \text{ kg/m}^2 \text{ s}^{1/2}$), lo cual dificulta la entrada del CO_2 . No obstante, una vez que el concreto se carbonate a nivel de la armadura, para que esta se active es necesario que la humedad relativa sea mayor al 80% (Troconis de Rincón *et al.*, 1997a).

Así, la fracción del tiempo de humectación ($f(\tau)$), la cual es el porcentaje de tiempo, durante el año, en el cual la temperatura es $> 0^{\circ}\text{C}$ y la humedad relativa $> 80\%$ RH (condensa agua sobre una superficie), puede ser utilizada como un importante parámetro que indique la factibilidad de corrosión inducida por la carbonatación del concreto. En Santiago, este parámetro es muy bajo (11%), lo cual indicaría que, aun cuando es el concreto más fácilmente carbonatado, el medio no tiene la suficiente humedad para inicialmente inducir a la corrosión de la armadura. Por otra parte, la estación Tarabana en Venezuela es la que posee la mayor fracción del tiempo de humectación, seguida por las estaciones de Mérida, México y de Lisboa en Portugal. Pero si el concreto se encuentra muy húmedo será difícil para el CO_2 seguir difundiendo dentro del mismo, ya que al precipitarse los carbonatos, éstos taponan los poros. Cuando las propiedades del concreto (porosidad efectiva, tabla 2), se toman en consideración en conjunto con el medio (T, precipitación, HR y TDH, tabla 6), se espera que el concreto expuesto en la estación de Maracaibo, Venezuela sea el que tiene la mayor probabilidad de corroer a la armadura, una vez que el frente de carbonatación haya llegado a ella.

4.2. Evaluación de la carbonatación en el concreto

Para analizar los resultados de la profundidad de carbonatación en el concreto, se analizarán por separado aquellas situadas en ambientes tropicales de las no tropicales. Los países tropicales son aquellos que se encuentran localizados dentro de la región llamada el trópico, el cual es la zona comprendida entre el Trópico de Cáncer, el paralelo de latitud a $23\frac{1}{2}^{\circ}$ Norte, y el trópico de Capricornio, el paralelo de latitud a $23\frac{1}{2}^{\circ}$ Sur. En todas partes del trópico, éste es golpeado por los rayos perpendiculares del sol al mediodía en un mínimo de un día al año.

En el centro mismo de los trópicos se encuentra el ecuador, un gran círculo que se imagina va alrededor de la Tierra en un punto equidistante de los polos norte y sur. Es creencia popular el asociar a los países tropicales con un clima cálido y húmedo y llenos de palmeras, pero en realidad, una gran parte del mundo se encuentra dentro de la región del trópico. En el hemisferio occidental, los países tropicales incluyen el sur de México, toda Centroamérica, todas las islas del Caribe desde el sur de Nassau en las Bahamas, y la mitad superior de América del Sur, como Colombia, Ecua-

dor, Perú, Bolivia, Venezuela, Guyana, Surinam, Guayana Francesa, así como las porciones del norte de Chile, Argentina, Paraguay y Brasil. No existen países tropicales en Europa. De todas las estaciones del proyecto DURACON, las de Bolivia, Colombia, Costa Rica, sureste de México y Venezuela son tropicales. Portugal, España, Chile, Argentina y Uruguay no son tropicales. No todos los países tropicales tienen el mismo clima, lo cual depende de su ubicación sobre el nivel del mar. Algunos de ellos tienen un rango limitado en cambios de temperatura con menos cambios climáticos severos durante el año que los encontrados en otras zonas. Normalmente se observan solo dos estaciones, húmeda y seca, a través de todo el año.

Las figuras 7 y 8 muestran el comportamiento de la profundidad de carbonatación (data de solamente la cara expuesta a los vientos predominantes), vs. $t^{0,5}$, para los concretos expuestos en los países tropicales y no tropicales, respectivamente. Nótese el efecto del clima tropical sobre la profundidad de carbonatación, la cual, en general, es alta en los países tropicales en el primer año de exposición. Esto puede deberse al efecto de las altas temperaturas, siendo la estación situada en Maracaibo, Venezuela, la que muestra la más alta temperatura y por lo tanto la más alta profundidad de carbonatación (tabla 6). Las altas temperaturas pueden reducir la humedad en el interior del concreto y favorecer la entrada de CO_2 ; pero al evaluar la estación en Mérida (México), ésta debería ser una con el concreto más carbonatado, de todas las estaciones Mejjicanas. No obstante, esto

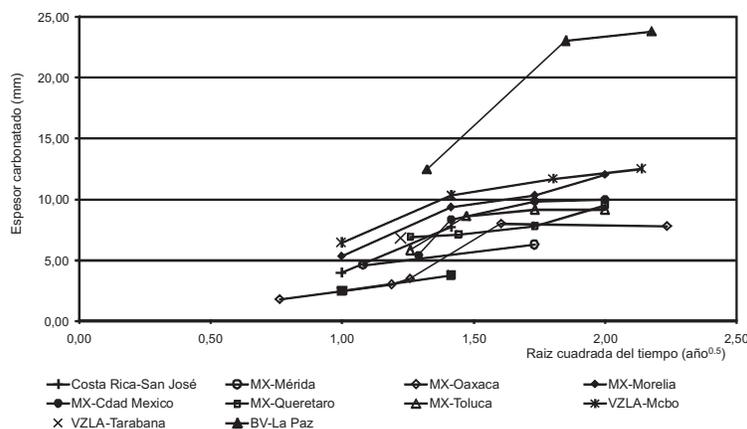


FIGURA 7. Países tropicales. Profundidad de carbonatación a diferentes tiempos de exposición. Cara expuesta, $a/c = 0,65$.

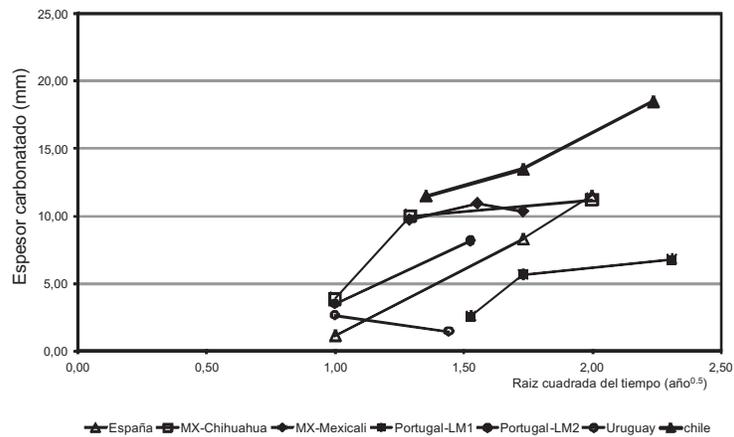


FIGURA 8. Países no-tropicales. Profundidad de carbonatación a diferentes tiempos de exposición. Cara Expuesta, $a/c = 0,65$.

no es el caso (figura 6), lo cual pareciera indicar que la temperatura ambiental debería ser superior a 25°C para causar un efecto similar al observado en Maracaibo. Esto ha sido reportado por otros investigadores (Pascual y Corvo, 1980; Veleva y Alpuches-Aviles, 2002; Corvo *et al.*, 2008) quienes han encontrado un decrecimiento en la capa de electrolito, sobre una superficie metálica, a humedades relativas mayores a 80% cuando la temperatura se encuentra por encima de 25°C .

En otras palabras, el TDH es más bajo que el indicado por el estándar 9223 de la ISO. Por lo tanto, aun con altas humedades relativas, si las temperaturas son superiores a 25°C , el concreto podría estar lo suficientemente seco como para facilitar la entrada del CO_2 , pero lo suficientemente húmedo como para permitir la carbonatación del mismo. El efecto de la temperatura se observa también en otra de las estaciones urbanas en Venezuela (Tarabana), la cual tiene una humedad relativa promedio similar pero temperatura más baja, siendo por lo tanto la profundidad de carbonatación más baja que en Maracaibo. Tarabana tiene mayor precipitación anual que Maracaibo, lo cual es otro factor que necesita ser tomado en consideración.

En la estación La Paz, en Bolivia, la velocidad de carbonatación es muy alta (figura 7), en los primeros tres años, lo cual se esperaba dada la baja calidad del concreto, la baja humedad relativa del ambiente y el alto

contenido de CO₂ en el mismo. No obstante, luego de este tiempo sigue un comportamiento similar al de la estación en Maracaibo.

En el caso de las estaciones localizadas en ambientes con temperaturas inferiores a 25°C, pareciera que la humedad relativa es uno de los parámetros más importantes a considerar para la más rápida carbonatación del concreto (figuras 9 y 10), como fue recientemente demostrado con las estaciones Mejicanas (Torres-Acosta *et al.*, 2008). Otro importante efecto que las figuras 7 y 8 muestran es que la pendiente de las líneas de tendencia en los dos primeros años de exposición era, en general, similar para las estaciones localizadas en los países tropicales (figura 7), lo cual no ocurre para las estaciones localizadas fuera del trópico (figura 8). Esto puede deberse a que las condiciones ambientales del trópico son menos cambiantes en el tiempo, distinguiéndose sólo dos estaciones: húmeda y seca.

Existen algunas excepciones al comportamiento explicado arriba: 1) Mexicali, la cual se encuentra localizada en un ambiente semi-árido (49 mm/a de precipitación), presenta una muy alta profundidad de carbonatación durante el primer año de exposición, aunque luego la velocidad de carbonatación es muy baja. Esto podría deberse a que esta estación se encuentra muy cerca de la estación más grande de energía térmica en esta ciudad; 2) Cali, en Colombia, una atmósfera tropical, presenta una profundidad de carbonatación muy baja, la cual se debe a la muy alta precipitación en la zona; 3) la estación situada en Ciudad México, la cual se espe-

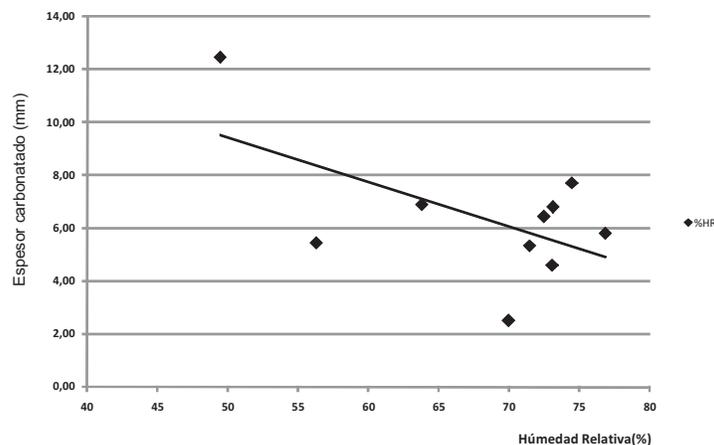


FIGURA 9. Países tropicales. Relación entre la profundidad de carbonatación, al primer año de exposición, y la humedad relativa promedio anual.

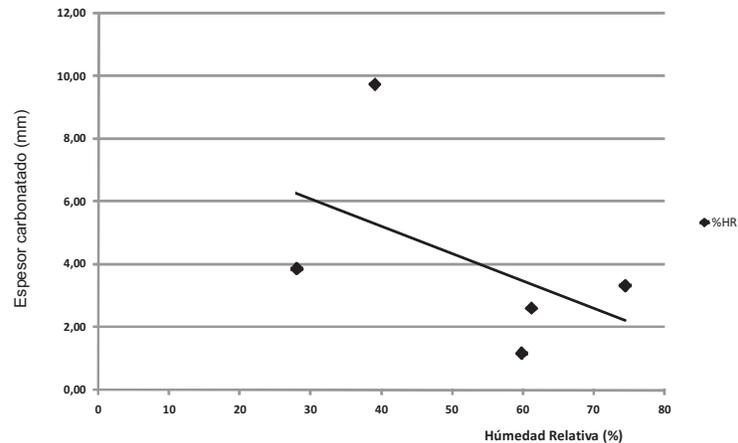


FIGURA 10. Países no-tropicales. Relación entre la profundidad de carbonatación, al primer año de exposición, y la humedad relativa promedio anual.

raba tuviese la más alta profundidad de carbonatación, debido a que es la tercera ciudad con mayor población del mundo y con un alto nivel de industrialización y contaminación. Sin embargo, la profundidad de carbonatación fue menor que en otras ciudades con ambientes similares. Esto podría explicarse por la ubicación de esta estación en la Universidad Autónoma de México, la cual se encuentra en una zona llena de bosques y lagos, cerca de las montañas que rodean la ciudad que impiden la contaminación de esta zona; 4) La Paz, en Bolivia, donde la carbonatación es muy alta en los primeros años pero luego la velocidad decrece y se hace similar al resto de los países tropicales, lo cual puede deberse a que esta estación se encuentra ubicada a 3.640 m sobre el nivel del mar (la mayor altura de las estaciones evaluadas), donde la incidencia de la radiación solar es muy alta y la presión atmosférica muy baja (2/3 de la que existe al nivel del mar); parámetros éstos que también tienen su influencia sobre la penetración del CO_2 en el concreto y que hasta el momento no se ha evaluado su efecto.

La figura 7 muestra la profundidad de carbonatación en la estación de Maracaibo (Venezuela), uno de los ambientes tropicales más agresivos. Esta muestra que la velocidad de carbonatación (pendientes de las curvas), cambia y es más baja, luego de los dos primeros años de exposición para mantenerse constante hasta ahora. En un estudio reciente efectuado con las estaciones venezolanas (Morles, I., Rosillón D., 2007), diferentes mo-

delos de carbonatación (Tutti, 1982; CEB, 1993; Helene, 1981; Technical Committee CEN/TC 104, 2000), fueron analizados encontrándose que esta data seguía un modelo similar al descrito por el CEB (1993):

$$e = k_{CO_2} \left(\frac{t_o}{t} \right)^n \sqrt{t} \quad (6)$$

donde: e = profundidad de carbonatación y t_o = tiempo de curado.

Con n (factor de edad) diferente de 0,4 (tipo de exposición: exterior no-protegida) (CEB, 1993). En este caso particular, se demostró que $n = 0,27$ para la cara expuesta a los vientos preferenciales y 0,30 para la resguardada (figura 11). En esta figura se nota perfectamente el efecto de un concreto de buena calidad en la carbonatación del mismo. Donde para una relación a/c de 0,45, no sólo la profundidad de carbonatación es menor que a a/c 0,65, sino que la velocidad de carbonatación (pendiente de la curva), es más baja; lo cual era de esperarse dada la menor porosidad del primero.

No todas las estaciones seguían el comportamiento observado en Maracaibo. Donde en las estaciones ubicadas en Querétaro y Oaxaca, México, la velocidad de carbonatación sigue incrementándose con el

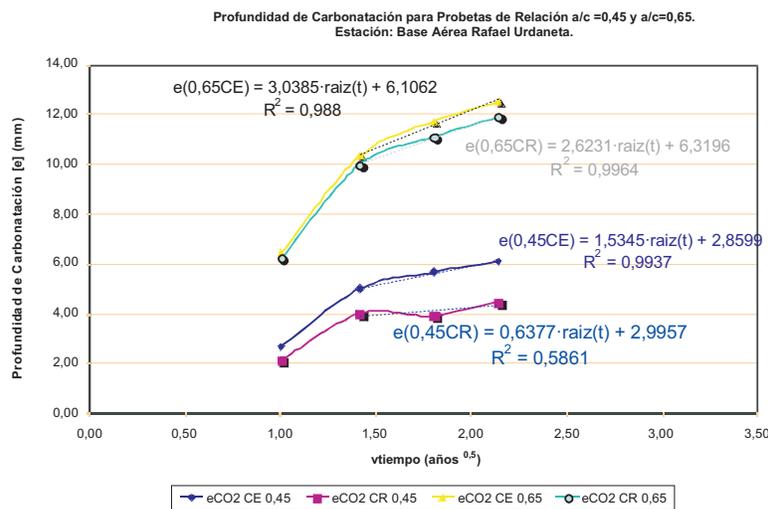


FIGURA 11. Variación de la profundidad de carbonatación en el concreto en la estación de Maracaibo, Venezuela. CE: cara expuesta y CR: cara resguardada.

tiempo de exposición (figura 7). No obstante, estos sitios se encuentran ubicados en zonas montañosas semi-áridas donde no solamente la altura sobre el nivel del mar debe considerarse sino también la alta radiación solar. Por lo tanto, hasta el momento, no existen modelos que predigan el comportamiento en ambientes de exposición tan diferentes, debido a los muchos factores involucrados y sigue siendo la ley de la raíz cuadrada del tiempo la más utilizada para estimar el tiempo al cual el frente de carbonatación puede llegar a la armadura, no así la activación de la misma. Sobre esto último, el análisis de probabilidad/potencialidad desarrollado en este trabajo ha resultado ser muy valioso para predecir el comportamiento del concreto armado en ambientes específicos de exposición.

4.3. Evaluación electroquímica

En este trabajo solo se presentarán los resultados de las estaciones ubicadas en Maracaibo, Venezuela y Santiago en Chile para comparar los resultados con la predicción efectuada, con base en el análisis de probabilidad y potencialidad que tiene el ambiente y el concreto preparado de corroer a la armadura. Es importante recordar que según este análisis, sería Santiago una de las estaciones donde la profundidad de carbonatación llegaría inicialmente a nivel de las barras ubicadas a 15 mm de profundidad, pero no serían las que primero se activarían; lo cual ocurriría en la estación de Maracaibo, una vez que la carbonatación llegase a nivel de las barras, dado el ambiente de exposición (promedios anuales de HR > 80% y T > 25°C). Las figuras 12 y 13 muestran la evaluación electroquímica, luego de

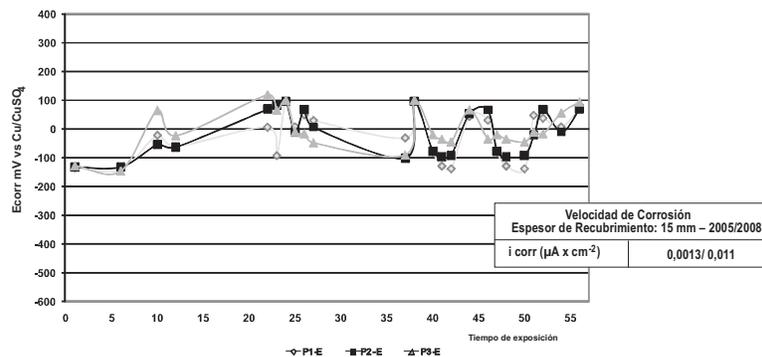


FIGURA 12. Medidas Electroquímicas. Variación del potencial y la velocidad de corrosión de la armadura durante el tiempo de exposición en la estación de Santiago en Chile.

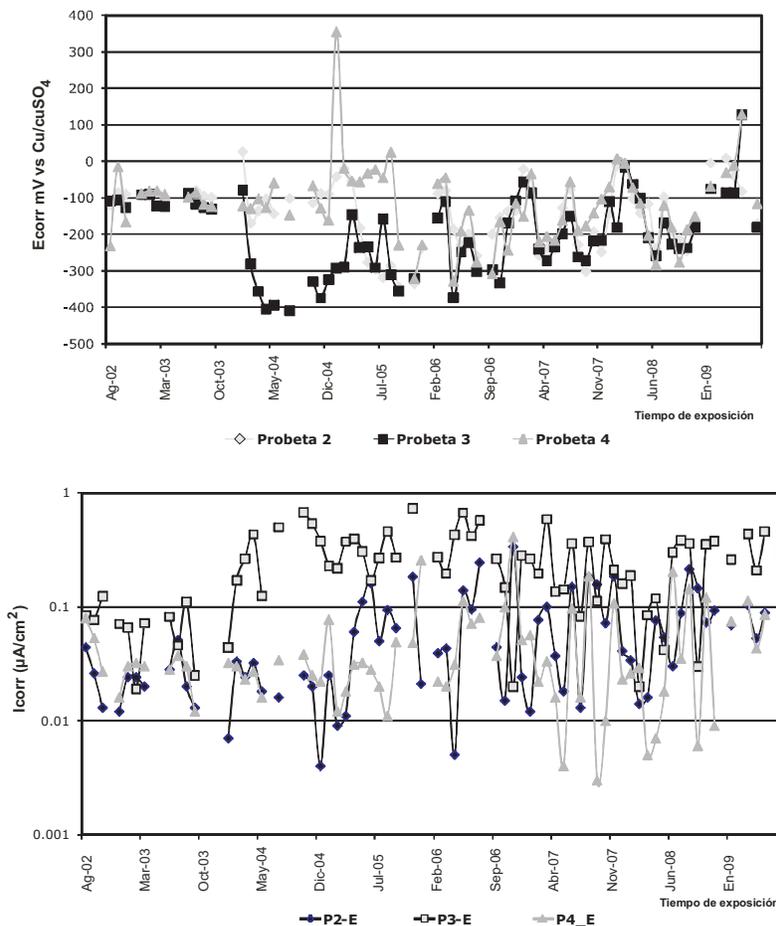


FIGURA 13. Medidas Electroquímicas. Variación del potencial de corrosión y la velocidad de corrosión de la armadura durante el tiempo de exposición en la estación de BARU-Venezuela.

más de dos años de exposición en las estaciones de Maracaibo y Santiago, donde se observa que solamente en Maracaibo, las barras ubicadas a 15 mm de profundidad parecieran estar activas ($E_{corr} < -200$ mV vs. Cu/CuSO₄ e $i_{corr} > 0,1 \mu A/cm^2$) (Troconis de Rincón *et al.*, 1997a), mientras que en Santiago, todavía se encuentran pasivas. La Paz, en Bolivia, muestra el mismo comportamiento que en Santiago, de acuerdo al análisis de probabilidad de corrosión de la armadura efectuado. Los resultados mostrados hasta el momento se encuentran en parcial acuerdo con la pre-

dicción efectuada. Esto se esperaba ya que la predicción se hizo con base en la agresividad del ambiente durante el primer año de exposición y esta puede cambiar de un año a otro.

Todos los resultados mostrados hasta el momento, tanto en ambientes marinos como urbanos, demuestran la alta agresividad que tiene el ambiente tropical y particularmente el de Venezuela en propiciar la corrosión de la armadura en las estructuras de concreto armado. Esto indica que en estos países se deben generar normativas de durabilidad aclimatadas a estas condiciones muy particulares. A tal efecto, este grupo de investigadores iberoamericanos hemos generado un primer borrador, basado en toda la experiencia adquirida no sólo a través de este proyecto sino también con la Red DURAR (Troconis de Rincón *et al.*, 1997a), con cuyos resultados se ha venido adquiriendo una experiencia muy enriquecedora al evaluar y diagnosticar problemas de corrosión en diferentes estructuras importantes de nuestros países (Troconis de Rincón *et al.*, 1991a; Troconis de Rincón *et al.*, 1991b; Troconis de Rincón *et al.*, 1996; Castro-Borges, 2002; Troconis de Rincón *et al.*, 2003; Sánchez *et al.*, 2005; Troconis de Rincón *et al.*, 2006a; Sánchez *et al.*, 2007; EHE, 2008); partiendo de prácticas recomendadas en países como Estados Unidos, España, Portugal, Colombia y México. A diferencia de la normativa española (EHE, 2008), aquí se utiliza la misma nomenclatura de las Normas ISO 9223/9225 sobre la clasificación de la agresividad del ambiente y se mantiene entre paréntesis las especificaciones dadas en España.

5. Normativa de durabilidad propuesta en Iberoamérica¹

Es importante resaltar que el interés principal es que esta normativa sea utilizada por los ingenieros que tienen a su cargo el diseño y construcción de obras en todos nuestros países. Por esa razón esta primera versión

¹ Esta normativa debe ser parte de la normativa general del Concreto Estructural en el país, ya que existen algunos conceptos que deben clarificarse, desde el punto de vista estructural, pero que se encuentran fuera del alcance de este documento; el cual solo desea resaltar la importancia de no seguir diseñando estructuras de concreto armado por los medios tradicionales (solicitaciones mecánicas), sin tomar en consideración el ambiente específico de exposición.

propone procedimientos sencillos para poder verificar que el concreto que se prepare sea adecuado al ambiente de exposición al cual iría a estar expuesto, para que al momento de controlar la obra se evalúen no sólo las propiedades físicas, que sólo informan sobre la resistencia mecánica del concreto, sino de su calidad desde el punto de vista de resistencia al ambiente de exposición, que serían las que permitirían la durabilidad adecuada de la misma. A continuación la normativa, tal cual fue propuesta:

5.1. Durabilidad del concreto

La durabilidad del concreto es la capacidad que éste tiene de comportarse satisfactoriamente frente a las acciones físicas, químicas y electroquímicas, protegiendo adecuadamente al acero de refuerzo y demás elementos metálicos embebidos en él, durante la vida de servicio de la estructura (EHE, 2008).

5.1.1. Alcance

En este capítulo se establecen los requisitos que debe tener un concreto para alcanzar DURABILIDAD, de acuerdo al ambiente de exposición. Adicionalmente se presentan los parámetros mínimos que deben controlarse durante la construcción de la obra para garantizar que la misma alcance el tiempo de vida útil pre-establecido, de acuerdo al ambiente de exposición.

5.1.2. Acciones del medio

El tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas, químicas y electroquímicas a las que está expuesto, y que puede llegar a provocar su degradación y/o corrosión del refuerzo, como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

La tabla 7 muestra diferentes clases de exposición relacionadas directamente con la corrosión del refuerzo y con la degradación del concreto, respectivamente (EHE, 2008).

En el caso de estructuras sometidas a ataque químico, la tabla 8 muestra los niveles de agresividad de los diferentes contaminantes que deben considerarse en este tipo de efecto (EHE, 2008).

TABLA 7. Clases de exposición relacionadas con las condiciones ambientales

Clase	Clase general de exposición			Descripción
	Subclase	Tipo de proceso	Designación	
No agresiva	Seco	Ninguno	C0 (equivalente a I y XC0 y parte XC1)	Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones.
			C1 (equivalente a II y XC4)	Elementos de hormigón en masa.
	Humedad media a alta y protegidos de la lluvia	Corrosión por carbonatación	C2 (equivalente a IIb y XC3)	Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>70%/promedio anual) o a condensaciones frecuentes. Hormigones en el exterior, protegidos de la lluvia en zonas de HR media anual superior al 70%
Rural/ Urbana	Humedad media y expuesto a la lluvia		C3 (equivalente a IIc y XC2y XC4)	Exteriores sometidos a la acción del ambiente (alta temperatura y agua de la lluvia), en zonas con HR media anual inferior al 70%
	Humedad alta y expuesto a la lluvia			Exteriores sometidos a la acción del ambiente (alta temperatura y agua de la lluvia), en zonas con HR media anual superior al 70%
Marina	Sumergida		M1 (equivalente a IIIb y XS2)	Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajar.
	En zonas de mareas	Corrosión por cloruros	M3 (equivalente a IIIc y XS3)	Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de mareas

TABLA 7. Continuación

Clase general de exposición		Tipo de proceso	Designación	Descripción
Clase	Subclase			
Marina	Zonas aéreas con distancias de 5/500m a la línea de costa		M4 (equivalente a IIIab y XS1)	Elementos exteriores de estructuras en las proximidades de la línea de costa (de 5 a 500 m.)
	Zonas aéreas con distancias de 0/5m	Corrosión por cloruros	M5 (equivalente a IIIaa y XS1)	Elementos de estructuras marinas por encima del nivel de pleamar (salpique) a menos de 5m de la superficie del agua.
Con cloruros de origen diferente del medio marino	Zonas húmedas, raramente secas		Cl4 (equivalente a IVa y XD1 y X D2)	Piscinas y otras estructuras expuestas a escurrimientos directos de aguas salobres
	Zonas sometidas a ciclos de humedad y secado		Cl5 (equivalente a IVb y XD3)	Estructuras afectadas por el escurrimiento, no contínuo, de aguas salobres de procesos industriales.
Ataque Químico	Débil	Degradación del concreto	Q2	Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del concreto con velocidad lenta. Ver Tabla 2. Instalaciones industriales con sustancias débilmente agresivas de acuerdo a la Tabla 2. Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según la Tabla 2.

TABLA 7. Continuación

Clase general de exposición		Descripción
Clase	Subclase	
	Moderado	Elementos en contacto con el agua de mar. Elementos situados en ambiente con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar degradación del concreto con velocidad media de acuerdo a la Tabla 2. Estructuras marinas en general. Instalaciones industriales con sustancias de agresividad media.
Ataque Químico	Degradación del concreto	Elementos expuestos a degradación severa del concreto. Instalaciones industriales con sustancias de alta agresividad de acuerdo a la Tabla 2. Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales.
	Severo	
Desgaste	Moderado a Severo	Abrasión, cavitación. Elementos sometidos a desgaste superficial. Elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor de agua. Pilas de puente en cauces muy torrenciales. Elementos de diques, tuberías de alta presión. Tránsito ligero de pavimentos. Tráfico mediano o pesado.

Categorías de corrosividad según ISO 9223: 1 (muy baja), 2 (baja), 3 (media), 4 (alta), 5 (muy alta).
C: Ataque por carbonatación; M: Ataque por ambiente marino; Q: Ataque químico; D: Daño mecánico.

TABLA 8. Valores límites de concentraciones para distintas clases de exposición de ataque químico proveniente del suelo y aguas subterráneas*

Característica química	Método para determinar la concentración	Q2	Q3	Q4
Aguas subterráneas				
Ion sulfato SO ²⁻ ₄ (mg/l)	EN 196-2	200-600	600-3000	3000 – 6000
Valor del pH	ISO 4316	6,5-5,5	5,5 – 4,5	4,5 – 4
CO ₂ agresivo (mg/l)	PrEN 13577:1999	15-40	40-100	100-saturación
Ion amonio NH ⁺ ₄ (mg/l)	ISO 7150-1 ISO 7150-2	15-30	30-60	60-100
Ion magnesio Mg ²⁺ (mg/l)	ISO 7980	300-1000	1000-3000	3000-saturación
Suelos				
Ion sulfato SO ²⁻ ₄ (mg/kg total) ^a	EN 196-2 ^b	2000-3000	3000 ^c -12000	12000-24000
Grado de acidez Baumann-Gully	DIN 4030-2	> 200	Estas condiciones no se dan en la práctica	

*La clasificación dada en relación con ambientes químicamente agresivos, se basa en suelos y aguas subterráneas con temperaturas entre 5°C y 25°C y velocidades de agua suficientemente baja como para ser considerada estática. La concentración más alta de alguno de los químicos contaminantes determina la clase de exposición. Cuando dos o más químicos contaminantes alcanzan niveles iguales, el ambiente deberá ser clasificado como el de la clase superior, a menos que un estudio realizado para el caso específico indica no ser necesario.

a. Suelos arcillosos con permeabilidad menor a 10⁻⁵ m/s serán ubicados en la clase inferior. b. Puede usarse un método alterno en base a extracción de agua. c. El valor límite de 3000 mg/kg debería ser disminuido a 2000 mg/kg cuando hay riesgo de acumulación de iones sulfatos en el concreto debido a ciclos de humedecimiento y secado o a succión capilar.

5.2. Requisitos para durabilidad

5.2.1. Generalidades

Para que la estructura logre una adecuada vida en servicio, es necesario cumplir con una estrategia que considere todos los mecanismos posibles de degradación, tomando en cuenta las medidas adecuadas en función de las acciones ambientales sobre cada elemento. Estos requerimientos deben incluir, al menos, las siguientes etapas:

- Adecuada concepción estructural
- Buena selección de la calidad de los materiales
- Detallado correcto del acero de refuerzo
- Diseño adecuado de la mezcla de concreto, acorde a las condiciones medio ambientales y de servicio.
- Adecuada ejecución tomando en cuenta el transporte y colocación de la mezcla de concreto
- Control de calidad
- Adecuada inspección
- Verificación por medio de ensayos de campo y de laboratorio del concreto a utilizar
- Identificar la agresividad del medio ambiente mediante actividades de visita al lugar y, de ser posible, ensayos de campo y/o laboratorio de los agresivos ambientales.
- Otras medidas especiales en lo que a durabilidad se refiere

5.2.2. Concepción estructural

El diseño geométrico y estructural debe ser adecuado a la durabilidad requerida. Para lograr esto, se deben considerar, entre otros, los aspectos siguientes:

- La estructura debe ser tolerable a daños, por lo cual la falla de elementos individuales no debe causar el colapso de ésta.
- La selección de una forma estructural apropiada que minimice la absorción de agua o el tiempo de exposición a la humedad.
- Las dimensiones, formas y el detallado de aquellos elementos expuestos deberán permitir suficiente drenaje y evitar la acumulación de agua.

- Se deberá tener especial cuidado en minimizar el agrietamiento por contracción de secado del concreto, o por las cargas en tensión durante la colocación.
- Los elementos estructurales deben ser accesibles a ser inspeccionados y reparados. Para lograr esto, se debe prever un acceso adecuado a todos los elementos estructurales.

5.2.3. Calidad de los materiales

La durabilidad de la estructura debe ser obtenida a través de un concreto de buena calidad. La resistencia a la corrosión del acero de refuerzo se alcanza, en principio, por medio de un recubrimiento de concreto con baja permeabilidad (baja porosidad capilar); sin embargo, medidas de protección adicionales podrían ser necesarias en condiciones de exposición muy severas.

En función de las clases de exposición a las que vaya a estar sometido el concreto, definido de acuerdo a lo ya indicado en este capítulo, se deberá cumplir con las especificaciones mostradas en la tabla 9. En caso de que el tipo de ambiente incluya dos o más clases específicas de exposición se procederá a seleccionar el criterio más exigente de entre los establecidos para los ambientes en cuestión.

En el caso particular de que se utilicen adiciones en la fabricación del concreto, su proporción se debe tener en cuenta para el diseño de mezcla (contenido de cementante y relación agua/cementante).

5.2.4. Construcción

Durante la fase de construcción deben adoptarse medidas de control de calidad y de supervisión que garanticen la DURABILIDAD de la Obra, en especial garantizando los recubrimientos y una adecuada compactación y curado del concreto particularmente para las mezclas ricas en cemento o con baja relación agua/cementante y así evitar el agrietamiento por secado rápido.

5.2.5. Inspección

Es necesario efectuar un adecuado programa de inspección durante la construcción de la obra que garantice la calidad de la mezcla diseñada de acuerdo al ambiente de exposición y su colocación, así como un adecuado programa de mantenimiento preventivo que permita obtener la

TABLA 9. Valores límites recomendados para la composición y propiedades del concreto

	Sin riesgo de corrosión					Corrosión inducida por carbonatación					Corrosión inducida por cloruros					Ambientes químicamente agresivos			
	CO	C0	C1	C2	C3	M1	M3	M4	M5	Cl4	Cl5	Q2	Q3	Q4	Q3	Q2	Q3	Q4	
Máxima relación a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,4	0,45	0,40	0,55	0,50	0,45	0,40	0,55	0,50	0,45	
Contenido mínimo de cemento (kg/m ³)	-	260	280	280	300	300	340	380	420	380	420	300	340	380	420	300	340	380	
Recubrimiento mínimo		20	20	30	40	50	50	50	70	50	70	50	50	50	70	50	50	50	
Otros requerimientos																		Usar* cemento resistente a sulfatos	

* Se debe utilizar cemento Portland tipo II y V si la exposición es a un ambiente **Q3** y **Q4**, respectivamente. Existen algunos países donde el cemento tipo I posee un contenido bajo de C₃A (< 5%), lo cual también podría utilizarse.

vida en servicio esperada para la estructura, evitando de esta manera excesivos gastos de reparación.

5.2.6. Verificaciones

En cualquier construcción, la forma de obtener una durabilidad adecuada consiste en seleccionar la calidad del concreto de acuerdo al medio de exposición y a su agresividad, realizando los chequeos mencionados con anterioridad. No obstante, así como se determina la resistencia a la compresión para determinar si el concreto cumple con las exigencias sobre sollicitaciones mecánicas, existen algunas medidas sencillas que permiten tener un estimado sobre la durabilidad esperada, dependiendo del ambiente de exposición. A tal efecto, la medida más importante a realizar corresponde a la **Porosidad Efectiva**. El método para determinar esta propiedad es el descrito por Fagerlund (1986), en la norma sueca.

Mediante el método de porosidad efectiva se cuantifica la porosidad capilar del concreto, que como ya se indicó anteriormente mide la facilidad con la cual los agresivos pueden penetrar el concreto y llegar a la armadura, causando su corrosión. A diferencia del método descrito en la norma ASTM C642 que mide la totalidad de poros presentes en el material. Este método puede utilizarse, en conjunto con la resistencia a la compresión (ASTM C39), como medidas complementarias para el seguimiento del diseño del concreto a utilizar o el seguimiento de la construcción en obra. La tabla 10 presenta los criterios utilizados para la evaluación del concreto.

TABLA 10. Criterios de porosidad efectiva para efectos de durabilidad

Porosidad Efectiva (%)	Criterio de aceptación
≤ 10	Concreto de buena calidad y compacidad
10 - 15	Concreto de moderada calidad
≥ 15	Concreto de calidad inadecuada

Para ambiente marino, otra medida requerida es la de **Permeabilidad a Cloruros**, la cual se puede determinar mediante el método de penetración rápida de cloruros, descrito en la Norma ASTM C1202.

5.2.7. Medidas especiales de protección

En aquellos casos que se requiera, dada la excesiva agresividad del medio ambiente, se pueden aplicar medidas especiales que permitan una protección adicional de la armadura frente al ambiente agresivo de exposición. Se recomienda efectuar una cuidadosa planificación para la implementación del sistema de protección adicional ya que éste puede inducir efectos secundarios adversos al buen comportamiento de la estructura. Algunas de las medidas de protección son:

- Incrementar el espesor de cubrimiento del concreto sobre la armadura.
- Refuerzo Galvanizado.
- Protección Catódica.
- Inhibidores de Corrosión.
- Recubrir el concreto con pinturas, especialmente las de carácter hidrofóbico.
- Agregar adiciones como puzolanas naturales, microsílíce, cenizas volantes, escorias de alto horno, entre otras.

6. Investigaciones futuras en el país

Es importante resaltar que dado el calentamiento global, es necesario buscar alternativas para sustituir parte del cemento que se utiliza en las construcciones civiles; ya que se ha demostrado que el calentamiento global se debe, en gran parte, al incremento en el contenido de CO₂ en la atmósfera, siendo la producción de cemento Pórtland una de las fuentes más contaminantes. El Dr. Kumar Metha, Profesor Emerito de la Universidad de Berkeley en una Conferencia dictada recientemente (Metha, 2009) indica que, actualmente, por cada tonelada de cemento que se produce se genera la misma cantidad de CO₂ al ambiente y, que la industria del concreto consume unos 2,8 billones de toneladas de cemento que contienen 2,3 billones de toneladas de clinker Portland, liberando cerca de dos billones de toneladas de dióxido de carbono durante el proceso de fabricación; lo cual es significativo ya que representa aproximadamente el 7% de las emisiones de carbono de todas las fuentes en el mundo. Por lo cual para promover la Sustentabilidad de las construcciones es necesario

buscar materiales alternativos que permitan preparar mezclas con menores contenidos de cemento Portland, pero con alta durabilidad. Hasta ahora, el CEC (Bravo *et al.*, 1994), ha evaluado cenizas volantes provenientes de ENELVEN, las cuales además de ser un desecho industrial requieren de su disposición inmediata por efectos de contaminación ambiental. No obstante, ellas no cumplen con las especificaciones mínimas para obtener concretos de calidad que controlen la corrosión de la armadura. Actualmente se efectúa un trabajo conjunto con Cementos Cataumbo para evaluar otros tipos de sustituciones, esperando lograr alternativas sobre el particular.

Conclusiones

Las siguientes conclusiones se pueden extraer de los resultados observados hasta ahora en este estudio, luego de 5 años de exposición:

1. La probabilidad de corrosión de la armadura en determinadas condiciones ambientales, se puede estimar efectuando un análisis en conjunto de la potencialidad corrosiva del ambiente de exposición y de la calidad del concreto preparado.
2. La agresividad de la atmósfera fue mayor en los países tropicales, particularmente cuando la temperatura es superior a 25°C, tanto para ambientes marinos como urbanos; siendo las estaciones de La Voz (marina) y Maracaibo (urbana), en Venezuela, las más agresivas.
3. El umbral de cloruros que despasa a la armadura es mucho menor ($\approx 0,42\%$), en un ambiente marino tropical como La Voz en Venezuela, con respecto a uno no-tropical como Cabo Raso en Portugal ($\approx 0,89\%$); siendo esta concentración dependiente de la profundidad de las barras.
4. Los resultados en las estaciones marinas evaluadas, muestran claras diferencias entre los distintos tipos de mezclas de concretos expuestos a microclimas específicos; siendo el umbral de cloruro necesario para activar a la armadura influenciado por factores ambientales como el TDH y la temperatura ambiente, y no sólo por las propiedades físicas del concreto.
5. Los resultados en las estaciones urbanas evaluadas mostraron diferencias entre los diferentes tipos de mezclas de concreto expuestos a

microclimas específicos, a pesar de que la formulación nominal era la misma; siendo la profundidad de carbonatación influenciada no solo por el contenido de CO₂ en el ambiente y la calidad del concreto, sino la HR, el TDH, la temperatura y la altura de la estación sobre el nivel del mar, con lo cual se evidencia la alta agresividad de los ambientes tropicales.

6. La alta agresividad del ambiente tropical, particularmente el de Venezuela, donde la temperatura promedio anual es mayor a 25°C, amerita mayores exigencias para la calidad del concreto que las utilizadas actualmente en los países no tropicales.
7. Además de las propiedades mecánicas como normalmente se hace, el diseño de mezclas de concretos debe considerar la absorción capilar o porosidad efectiva con la finalidad de lograr un concreto durable de alta calidad que resista el ambiente al cual será expuesto.
8. Los resultados obtenidos no deben ser extrapolados a otros sitios antes de tener un modelo que combine todos los factores que intervienen en la carbonatación del concreto y en la difusión de los iones cloruro, lo cual hasta el momento no existe. Estos resultados son representativos de los diferentes climas, pero no se puede generalizar su comportamiento sin una cantidad más amplia de datos y períodos más largos de exposición.

Reconocimiento

Especial reconocimiento a los Concejos Nacionales de Ciencia y Tecnología (ONCYT's), por el soporte económico parcial; al Programa CYTED por promover y financiar el intercambio de ideas y conocimientos entre los Investigadores Iberoamericanos; y finalmente a las Instituciones (afiliaciones permanentes de los Miembros de DURACON), por el parcial soporte y facilidades para llevar a cabo este proyecto: Argentina (UNCPBA), Bolivia (IIMETMAT-UMSA), Chile (PUCV, PUC), Colombia (Univ. del Valle), Costa Rica (ICE), México (IMT, UADY, CIMAV, CINVESTAV-Mérida, UACam, ITO), España (IETCC), Uruguay (Univ. de la Rep.), Portugal (LNEC) y Venezuela (CEC-LUZ, UCLA).

Referencias

- Alonso, C. and Andrade, C. (1987). Corrosion Behavior of Steel During Accelerated Carbonation of Solutions which Simulate the Pore Concrete Solution. *Materiales de Construcción*. Vol. 37, No. 206. pp. 5-16.
- Alonso, C. and Andrade, C. (1993). *Life Time of Rebars in Carbonated Concrete*. 10th European Corrosion Congress, Barcelona, No. 165.
- Alonso, C., Andrade, C. Castellote, M. and Castro, P. (2000). Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar, *Cement and Concrete Research* 30, 7. pp.1047-1055.
- Andrade, C., Alonso, C. Arteaga, A. and Tanner, P. (2000). 'Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life' 5th Canmet/ACI Intl Conf. on Durability of concrete-Supplementary papers volume. Barcelona, Spain. 899-915.
- Aranha, P. (1994). *Contribuição ao Estudo das Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado na Região Amazônica*. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.
- Araujo, C. Morón, O., T. de Rincón, O., Rincón, J., Bueno, V. (2011). Prediction of corrosion initiation in concrete structures using finite volume method. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería*. Vol. 34. No.1. p.14-21.
- Bravo, J., Seijas, E., Casas, C. y Trocónis de Rincón, O. (1994). *Estudio de las de la Cenizas de Fuel Oil" como Aditivo del Concreto Armado Parte I: Evaluación de las Propiedades Físicas/Químicas y Corrosivas*. Memorias del Primer Congreso de Corrosión NACE Región Latinoamericana. Maracaibo, Venezuela.
- Carmona, F., Marega, A.. (1988). Retrospectiva da Patología no Brasil; Estudo Estatístico. In: *Jornadas en Español y Portugues sobre Estructuras y Materiales*. Colloquia 88. Madrid, CEDEX, IET. Madrid. pp.325-48.
- Castro, P. (2001). The chloride threshold for corrosion onset of reinforced concrete in two tropical marine micro-climates of Yucatán, México, edited by N. Banthia, K. Sakai y O. Gjør, in the Third International Conference on: Concrete under severe conditions, r,, Vol. 1, pp. 151-158, Canadá: Vancouve.
- Castro-Borges, P., Troconis de Rincón, O., Moreno, E., Torres, A., Martínez, M. Knudsen, A. (2002). Performance of a 60-Year-Old Concrete Pier with Stainless Steel Reinforcement. *Materials Performance NACE International*. Vol. 41 No. 10. pp.50-55.
- CEB/Comite Euro-Internacional du Beton. (1993). CEB-FIP Model Code 1990. Design Code. Lausanne, CEB, May 437p. (Bulletin D'Information, 213-214).

- Corvo, F., Pérez, T., Matin, Y., Reyes, J., Dzib, L.R., González-Sánchez, J., Castañeda, A. (2008). Time of wetness in tropical climate: Considerations on the estimation of TOW according to ISO 9223 standard. *Corrosion Science*. Volume 50, Issue 1. pp 206-219.
- Dal Molin, D. (1988). Fissuras em Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos Ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.
- De Ceukelaire, L. and Van Nieuwenburg, D. (1993). Accelerated Carbonation of a Blast-Furnace Cement Concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 23 No. 2, pp 442-452.
- Dhir, R. K. Jones, M. R. and McCarthy, M. J. (1992). Pulverized-Fuel Ash Concrete: Carbonation-Induced Reinforcement Corrosion Rates. *ICE Proceedings, Structures and Buildings*, Vol. 94, Issue 3. pp 335-342.
- EHE (2008). *Proyecto de Instrucción de Hormigón Estructural*. España.
- Fagerlund, G. (1986). On the Capillarity of Concrete. *Nordic Concrete Research*, No.1, Oslo, Ppe No.6.
- Feliu, J., González, V. Feliu, S. Jr., Escudero, M. and Andrade, C. (1993). Corrosion Detecting Probes for use with a Corrosion-Rate Meter for Electrochemically determining the Corrosion Rate of Reinforced Structures. U.S. Patent No. 5.259.944.
- Fernández de Romero, M., Aponte, B., Arias, S., F. de Garcia, F., T. de Rincón, O. y Larreal, O. (2005). Diseño de un modelo matemático computarizado de costos por corrosión. *Revista Técnica de Ingeniería*, Vol. 28, No 1, pp. 28-41.
- GEHO (Grupo Español del Hormigón). (1992). *Encuesta sobre Patologías de Estructuras de Hormigón*. Boletín 10. Madrid.
- Glass, G.K. and Bruenfeld, N.R. (1995). Chloride threshold levels for corrosion induced deterioration of steel in concrete. *Rilem Int. Workshop of chloride penetration into concrete*. Oct. Paris.
- González, J. A. y Andrade, C. (1980). Relaciones Cuantitativas entre la Carbonatación del Hormigón y la Corrosión de las Armaduras. *Corrosion Protection*. Vol. 11. pp. 15-24.
- González, J.A., Andrade, C., Alonso, C., Feliú, S. (1995). Comparison of Rates of general Corrosion and Maximum Pitting Penetration on Concrete Embedded Steel Reinforcement. *Cement & Concrete Research*. Vol. 25, No.2. pp. 257-264.

- Helene, P.R. (1981). Corrosão das Armaduras em Concreto Armado. 4o Simpósio de Aplicação da TECNOLOGIA DO Concreto-SIMPATCON. Anais. São Paulo, p. 1-44.
- Houst, Y.F. and Wittmann, F.H. (1994). Influence of Porosity and Water Content on the Diffusivity of CO₂ and O₂ Through Hydrated Cement Paste, *Cement and Concrete Research*, Vol. 24, No 6. pp. 1165-1176.
- ISO 9223, (1992). Corrosion of Metals and Alloys. Corrosivity of Atmospheres Classification.
- Koch, G. H., Brongers, M. P., Thompson, N. G., Virmani, Y. P. and Payer J.H. (2002). Corrosion Costs and Preventive Strategies in the United States. PUBLICATION NO. FHWA-RD-01-156. Material Performance Supplement. NACE International.
- Lawrence, C.D.: Durability of Concrete: Molecular Transport Process and Test Methods, Cement and Concrete Association, Technical Report 544, Wexham Spring. (1981).
- Loo, Y. H., Chin, M. S., Tam, C. T. and Ong, K. C. (1994). A Carbonation Prediction Model for Accelerated Carbonation testing of Concrete. Magazine of Concrete Research. Vol. 46. No 168. pp. 121-200.
- Magalhaes, C., Folloni, R. and Furman H. (1989). Análise da Pataologia das Obras de Arte do Município de São Paulo. Simposium Nacional de Reforç s, Reparos e Proteção das Estructuras de Concreto, São Paulo, Maio 1989. São Paulo, EUSP. pp 3-17.
- Maldonado, P. González, N. (2004). *Rediseño y Construcción de una Máquina Cortadora de Probetas de Hormigón de Sección Cuadrada*. Tesis de Pregrado Universidad del Zulia. Maracaibo, Venezuela.
- Mangat, P.S., Molloy, B.T. (1994). Prediction of long term chloride ion into concrete. *Materials and Structures*. Vol. 27, pp 338-346.
- Mendoza-Rangel, J. M., Castro-Borges, P., Murrieta, G., de Coss, R. (2009). Main Complications for Modeling and Predicting Service Life of Reinforced Concrete Structures. Memorias en C.D. del 8th NACE Internacional Congress Mexican Section. ISBN: 978-607-95042-2-9. Cancún, México. 16-21.
- Metha. K. (2009). Society, Sustainability, and the Concrete Industry, Conferencia Plenaria presentada en el X Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción / XII Congreso de Control de Calidad en la Construcción y Congreso Internacional de Patología, Control de Calidad y Rehabilitación de Estructuras y Construcción. 28 de Septiembre al 02 de Octubre 2009 Valparaíso-Chile.

- Morcillo, M. y miembros del Proyecto MICAT. (1998). Corrosión y Protección de Metales en las Atmósferas de Ibero América. Parte I.- Mapas de Ibero América de Corrosividad Atmosférica, (MICAT, Proyecto XV.1/CYTED). ISBN 84-930448-1-4.
- Morles, I., Rosillón, D. (2007). *Modelos de Predicción de Corrosión del Acero en Concreto Expuesto a Ambientes Marinos y Urbanos*. Tesis para optar al título de Ingeniero Químico. Centro de Estudios de Corrosión, Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia, Maracaibo, Venezuela.
- Morón, O., Troconis de Rincón, O., García, C., Arrieta I. y Bravo, J. (2003). Desarrollo de un Modelo para predecir la Durabilidad de Estructuras de Concreto Armado en Medios Marinos. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería*, Vol. 26 No. 2. pp. 65-77.
- Nince, A.. (1996). Levantamento de Dados sobre a Deterioração de Estructuras na Região Centro Oeste. Brasilia, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasilia UnB, 25 mar. (dissertação de mestrado).
- Parrott, P.J. (1994). *Design for Avoiding Damage Due to Carbonation-Induced Corrosion*. *Concrete Durability SP (ACI)* Vol. 145. Special Publication. Pp 283-298.
- Pascual, R., Corvo, F. (1980). *Rev. Iberoamericana de Corrosión y Protección*, Mayo-Junio.
- Rodríguez, G., Caro, S., Pedrón, M. (2002). *Proyecto DURACON: Maquina para Obtener Secciones Rectas de Prismas de Hormigón de Sección Cuadrada*. in COLLOQUIA 2002. Nuevos Avances en el Estudio de la Corrosión y Protección de la Armadura, (2002) Venezuela: Maracaibo.
- Sagüés, A.A., Kranc, S. C., Presuel-Moreno, F., Rey, D., Torres-Acosta, A. A., Yao, L. (2001). Corrosion Forecasting for 75-Year Durability Design of Reinforced Concrete, Final Report No. BA502, Florida Department of Transportation, Tallahassee, Florida, USA.
- Sanchez, M., Troconis de Rincon, O., Sanchez, E., Garcia, D., Sanchez, E., Sada, M., Delgado, S. and Fernandez, R. (2005). Corrosion Problems Associated with a Fireproofing-Coated Structure exposed to a Marine Environment. *Materials Performance*, Vol. 44 No.10. pp 34-37.
- Sánchez, M. A., Troconis de Rincón O., Delgado, S., Sánchez, E. (2007). Corrosion in Reinforced Concrete Exposed to Chloride-Contaminated Waters. *Materials Performance*, Vol. 46 No. 3, NACE International. pp. 48-53

- Sandberg, P., Petterson, K., Sorensen, H.E. and Arup, H. (1995). Chloride critical Concentrations for the onset of active reinforcement corrosion. Rilem Int. Workshop on Chloride penetration into concrete. Oct. París.
- Technical Committee CEN/TC 104, EN 206-1. (2000). Concrete-Parte 1: Specification, performance, production and conformity - Concrete and related products. pp. 15-18.
- Torres Acosta, A. et. al. (2008). Durabilidad del Concreto en Ambientes Urbanos y Urbano/Marinos de México y España. *Memorias. 3er. Congreso Nacional ALCONPAT 2008*, Chihuahua, México. 12-14, Nov.
- Troconis de Rincón, O., Sánchez, M., Pérez, O., Contreras, D., García, O. y Vezga C. (1991). A Study of Practical Cases of Steel Corrosion in Reinforced Concrete. Causes and Solutions. *Materials Performance*. Vol. 30. No. 8. NACE. USA.
- Troconis de Rincón, O., Sánchez, M., Contreras, D., Fernández, R., Zambrano, W., Vezga, C., Sarcos, A., Hennerberg, H. y González. A. (1991). "Contribución Tecnico-Científica de la Facultad de Ingeniería al Puente sobre el Lago de Maracaibo. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería*. Edición Especial Centenario de LUZ. Vol. 14. No.1. pp. 63-111.
- Troconis de Rincón, O., Contreras, D., F. de Romero, M., Morón, O., Bravo, J. (1996). "Electrochemical Diagnosis and Rehabilitation of Pilings for a Marine Bridge". *Materials Performance* Vol. 35. No. 8. NACE International, USA. pp 14-21.
- Troconis de Rincón, O. y Miembros de la Red DURAR. (1997). *Manual de Inspección, Diagnóstico y Reparación de Estructuras de Hormigón Armado*. CYTED. ISBN 980-296-541-3 Maracaibo, Venezuela. 1era. Edición.
- Troconis de Rincón, O., F. de Romero, M., Contreras, D., Padrón, V., Perdomo, J. (1997). "Rehabilitación de Puentes en Venezuela se inicia con el Puente G.R. Urdaneta". *Construcción y Obras Públicas Latinoamérica*. Vol. 4 No. 6. pp. 20-22.
- Troconis de Rincón, O., Morón, O., García, C., Arrieta, I., García, D., Morales, J. (2002). "Modelling of Chloride Ingress in the Lake Maracaibo Bridge" in *15th. ICC (C.D. Publication)*, (2002): Paper # 87, Spain: Nueva Granada Sept. 22-27,
- Troconis de Rincón, O., Arrieta de Bustillos L., Vezga, C. (2003). "Evaluation, Diagnosis and Rehabilitation of Buildings in Rural Environments". *Journal of Architecture & Environment*. Vol.2, No. 1. pp. 45-54.
- Troconis de Rincón, O., Castro, P., Moreno, E.I., Torres-Acosta, A.A., M. de Bravo, O., Arrieta, I., García, C., García, D. and Martínez Madrid, M. (2004)

- "Chloride profiles in two marine structures-meaning and some prediction". *Building and Environment*. Vol. 39, Issue 9.: pp. 1065-1070.
- Troconis de Rincón, O. et. al. (2005). "La Carbonatación en el Trópico Caso Típico: Estadio Pachenco Romero". Memorias, Simposio Fib: El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo. La Plata, Argentina. 28-30, Oct.
- Trocünis de Rincón, O. and coauthors. DURACON Collaboration. (2006). Durability of concrete structures: Duracon, an iberoamerican project. Preliminary results". *Building & Environment*. Elsevier Science LTD Publication. Vol. 41, Issue 7. pp. 952-962.
- Troconis de Rincón, O., Contreras, D., Sánchez, M., Fernández de Romero, M. Bravo, J. Morón de Bravo, O., Vezga, C., Fernández, R., Navarro, A. y Sarcos, (2006). A. Avaliação/Reabilitação de Estruturas em Ambientes Marítimos. Caso Histórico: Ponte de Maracaibo. Corrosão e Protecção de Materiais. INETI. Jul/Ago/Set, Vol. 25, No. 3. pp. 74-91.
- Trocünis de Rincón, O. and coauthors. (2007). The Effect of the Marine Environment on the Reinforced Concrete Durability in Iberoamerican Countries: Duracon Project/Cyted. *Corrosion Science*. Vol. 49, 7. July. pp. 2832-2843.
- Tutti, K. (1982). Corrosion on Steel in Concrete. CBI Forskning Research, Swedish. Cement and Concrete Research, Stockholm, Resol. No. 4, pp 486.
- Veleva, L., Alpuches-Aviles, M. A. (2002). Outdoor Atmospheric Corrosion. H.E. Townsend (Ed), ASTM, STP 1421, *American Society for Testing and Materials Internacional*, West Conshochoken, PA.
- Wallbank, E.J.. (1989). The performance of concrete bridges: a survey of 200 highway bridges HMSO. London. pp 96.